



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGÓN**

“DISEÑO DE LA PRESA DE ALMACENAMIENTO A  
EJECUTARSE EN LA LOCALIDAD DE HUAUTLA  
DEL MUNICIPIO DE TLAQUILTENANGO EN EL  
ESTADO DE MORELOS”

# **T E S I S**

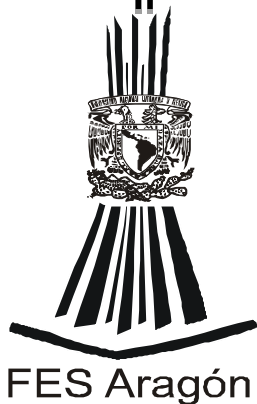
**PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

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

**IRAI S CINTHYA JUÁREZ VICENTE**

**ASESOR: ING. GUSTAVO ADOLFO JIMÉNEZ VILLEGAS**

**MÉXICO 2011**



**FES Aragón**



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.



---

---

## AGRADECIMIENTO

*A mi director de tesis el ING. GUSTAVO ADOLFO JIMÉNEZ VILLEGAS a quien agradezco la confianza, sugerencias y el apoyo incondicional para el desarrollo de este trabajo de tesis y por ser una excelente persona.*

*A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO Y EN ESPECIAL A LA FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES DE ARAGÓN DEL CUAL ME SIENTO MUY ORGULLOSA DE PERTENECER Y POR CUMPLIR MI MÁS GRANDE SUEÑO*

## GRACIAS

### DEDICATORIAS

*A mis padres  
Javier Juárez de Jesús  
Cecilia Vicente Vázquez*

*Sabiendo que no existe forma alguna de agradecer una vida llena de sacrificios esfuerzos y amor quiero que sientan que el objetivo alcanzado también es de ustedes y que la fuerza que me ayudó a conseguirlo fue su gran apoyo gracias, y aun más gracias ti madre por ayudarme cada día a cruzar con firmeza el camino de la superación por q con tu apoyo y aliento hoy he logrado uno de mis más grandes anhelos y por enseñarme que en esta vida hay que trabajar duro para obtener lo que se desea con el corazón*

*A mis hermanos  
Javier Omar Juárez Vicente  
Juan Manuel Juárez Vicente  
Edgar Gianinni Juárez Vicente*

*Gracias a su cariño, apoyo y confianza he llegado a realizar mi más grande sueño la culminación de mi carrera y por enseñarme a ser perseverante y así alcanzar mis sueños.*

*A todos mis amigos y personas que de alguna manera me impulsaron a seguir luchando cada día por su gran apoyo y consejos.*

*GRACIAS  
GRACIAS DIOS  
GRACIAS POR TODO*



ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>7</b>
<b>OBJETIVOS.</b>	<b>9</b>
<b>ALCANCES.</b>	<b>9</b>
<b>CAPÍTULO I</b>	<b>11</b>
<b>I ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO DE LA PRESA</b>	<b>11</b>
<b>I.1 RECOPIACIÓN, ANÁLISIS E INTEGRACIÓN DE LA INFORMACIÓN.</b>	<b>12</b>
<b>I.2 INFORMACION GRAGICA</b>	<b>14</b>
<b>1.3 CARTOGRAFÍA.</b>	<b>15</b>
<b>1.4 INFORMACIÓN DOCUMENTAL.</b>	<b>16</b>
<b>1.5 INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA.</b>	<b>19</b>
<b>1.6 APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS.</b>	<b>21</b>
<b>CAPÍTULO II</b>	<b>23</b>
<b>II IDENTIFICACIÓN DEL SITIO FACTIBLE PARA ALMACENAMIENTO.</b>	<b>24</b>
<b>UBICACIÓN DE SITIOS EN LA CARTOGRAFÍA DISPONIBLE.</b>	<b>24</b>
<b>II.1 ANÁLISIS PRELIMINAR DE LOS ASPECTOS TOPOGRÁFICOS, GEOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS DEL SITIO.</b>	<b>25</b>
<b>II.2PRECIPITACIÓN ANUAL EN LA CUENCA.</b>	<b>27</b>
<b>II.3COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.</b>	<b>28</b>
<b>II.4 SITIO POCHOTE</b>	<b>29</b>
<b>II.5 SELECCIÓN DEL SITIO PARA ALMACENAMIENTO.</b>	<b>30</b>
<b>CAPÍTULO III</b>	<b>32</b>
<b>CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO</b>	<b>32</b>
<b>III CALCULO DE ESCURRIMIENTOS.</b>	<b>33</b>
<b>III.1 ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES NATURALES DE LA CUENCA (IDEOGRAFÍA, FISIAGRÁFICA, OROGRAFÍA, GEOLOGÍA, ETC.).</b>	<b>33</b>
<b>III.2 ESTUDIO HIDROMETEREOLÓGICO DE LA CUENCA Y DE LA ZONA DE PROYECTO.</b>	<b>36</b>
<b>III.3 CÁLCULO Y AMPLIACIÓN DE DATOS (CLIMATOLÓGICOS, HIDROMÉTRICOS Y CÁLCULO DE LA EVAPORACIÓN NETA).</b>	<b>42</b>
<b>III.4 CALCULO DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE (MÉTODOS ESTADÍSTICOS, HIDROLÓGICOS, EMPÍRICOS, FORMA DE LA AVENIDA).</b>	<b>44</b>
<b>III.5 ANÁLISIS DE ARRASTRE DE SÓLIDOS (REGISTRO DE SÓLIDO EN SUSPENSIÓN, TRANSPORTACIÓN DE INFORMACIÓN DE SÓLIDOS).</b>	<b>54</b>
<b>III.6 ANÁLISIS DE ARRASTRE DE SÓLIDOS.</b>	<b>61</b>



---

---

<b>CAPÍTULO IV</b>	<b>63</b>
<b>IV DISEÑO HIDROLOGICO DE LA PRESA Y SUS OBRAS COMPLEMENTARIAS.</b>	<b>64</b>
<b>IV.1 FUNCIONAMIENTO DE VASO (CARACTERÍSTICAS DEL VASO, CAPACIDAD INICIAL DE SIMULACIÓN, POLÍTICA DEFICITARIA, INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS, SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA MÁS CONVENIENTE, GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA).</b>	<b>64</b>
<b>IV.2 CLASIFICACIÓN DEL SUELO EN LA ZONA DE ESTUDIO.</b>	<b>71</b>
<b>IV.3 EVAPORACION</b>	<b>76</b>
<b>IV.4 TRÁNSITO DE LA AVENIDA (POR VERTEDOR, POR CAUCE, CONTROL DE AVENIDAS, SELECCIÓN DE LA OPCIÓN MÁS ADECUADA E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS, ESTIMACIONES DEL BORDO LIBRE).</b>	<b>85</b>
<b>IV.5 ESTUDIO DE LA CALIDAD DEL AGUA.</b>	<b>97</b>
<b>TOMA DE MUESTRAS PARA ANÁLISIS DE CALIDAD DE AGUA.</b>	<b>97</b>
<b>ESTUDIOS DE LABORATORIO.</b>	<b>97</b>
<b>IV.6 ESTUDIO DE RIESGO SISMICO Y ACTIVIDAD VOLCÁNICA.</b>	<b>99</b>
<b>SISMICIDAD REGIONAL.</b>	<b>99</b>
<b>IV.7 ANÁLISIS DE RIESGO POR ACTIVIDAD VOLCÁNICA.</b>	<b>103</b>
<b>CAPÍTULO V</b>	<b>105</b>
<b>V PROYECTO LA PRESA Y SUS OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>	<b>106</b>
<b>V.1. PROYECTO (PRESA DE GRAVEDAD)</b>	<b>106</b>
<b>V.2 DISEÑO DE CORTINA.</b>	<b>107</b>
<b>V.3 CÁLCULOS HIDRÁULICOS GEOMÉTRICOS Y ESTRUCTURALES DEFINIDOS</b>	<b>110</b>
<b>V.4 PRESENTACIÓN DE ESQUEMAS DE SOLUCIÓN.</b>	<b>141</b>
<b>V.5 DISEÑO DE LA OBRA DE DESVÍO.</b>	<b>151</b>
<b>V.6 CÁLCULOS HIDRÁULICOS, GEOMÉTRICOS Y ESTRUCTURALES DEFINIDOS</b>	<b>154</b>
<b>V.7 DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA.</b>	<b>159</b>
<b>V.8 DISEÑO DEL DESAGÜE DE FONDO.</b>	<b>164</b>
<b>V.9 DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.</b>	<b>167</b>
<b>CONCLUSIÓN.</b>	<b>188</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>189</b>



---

---

## CUADROS

Cuadro I.5.1. Curva Elevaciones-Áreas-Capacidades de la Presa El Pochote.	65
Cuadro I.5.2. Profundidad del suelo.	67
Cuadro I.5.3. Textura superficial del suelo.	68
Cuadro I.5.4. Pendientes simples.	69
Cuadro I.5.6. Pedregosidad del suelo.	69
Cuadro I.5.7. Rocosidad superficial.	70
Cuadro I.5.8. Tipos de Erosión del terreno.	70
Cuadro I.5.10. Pozos a cielo abierto	72
Cuadro I.5.15. Valores de Ka	74
Cuadro I.5.16. Obtención de coeficiente global de desarrollo.	75
Cuadro I.5.17. Ciclos vegetativos de los cultivos que se siembran actualmente* y los propuestos para riego.	77
Cuadro I.5.18. Cálculo de las láminas de agua para cultivos por riego y temporal.	77
Cuadro I.5.19. Producción agrícola por temporada, en zona de estudio.	78
Cuadro I.5.20. Superficie de Producción sembrada en la región.	78
Cuadro I.5.21. Gasto Anual.	79
Cuadro I.5.23. Áreas a sembrar en época de estiaje, que se hará con riego y de temporal *, para los cultivos mostrados en este apartado.	80
Cuadro I.5.24. Producción agrícola sustituyendo cultivos.	80
Cuadro I.5.25. Demanda de agua para riego (temporal y riego).	81
Cuadro I.5.26. Riego.	81
Cuadro I.5.27. Demanda para agua potable.	81
Cuadro I.5.28. Niveles característicos del funcionamiento del vaso.	82
Cuadro I.1.5.29. Niveles característicos de Proyecto de la Presa El Pochote (Agua Potable).	83
Cuadro I.5.30. Demanda para riego (l/s).	84
Cuadro I.5.31. Niveles característicos de proyecto de la presa El Pochote (riego)	84
Cuadro I.5.32. Niveles característicos de proyecto de la presa El Pochote (Agua potable y Riego).	85
Cuadro I.5.33. Resumen de Transito en vaso de La Presa El Pochote para Agua Potable.	88
Cuadro I.5.34. Determinación de la altura de las olas.	90
Cuadro I.5.35. Magnitudes minimas para el borde lobre normal y mínimo	90
Cuadro I.5.36. Valor del Fetch del vaso de la Presa El Pochote.	90
Cuadro I.6.1 Valores permisibles y resultados del análisis físico – químico.	97
Cuadro 3.2.1. Curva elevaciones-áreas-volúmenes del vaso de almacenamiento de la presa el Pochote	108
Cuadro 3.2.2. Curva elevaciones-áreas-volúmenes del vaso de almacenamiento de la presa el Pochote.	109



---

---

Cuadro 3.2.3. Resumen de las principales características para el diseño del veretedor. _____	109
Cuadro 3.2.3. Planta de la presa de gravedad de mampostería y/o concreto. _____	142
Cuadro 3.2.4. Perfil de flujo en el canal colector. _____	149
Cuadro 3.2.5. Perfil de flujo en el canal de descarga. _____	150
Cuadro 3.2.6. Matriz de discriminación de alternativas de solución de la presa. _____	151
Cuadro 3.2.7. Gastos de escurrimiento en el cauce. _____	152
Cuadro 3.2.8. Cálculo del perfil del agua en la obra de desvío. _____	152
3.22. Cuadro Análisis de estabilidad de la ataguía por el método de las dovelas. _____	153
3.24. Análisis de estabilidad de la ataguía por el método Bishop. _____	155
Cuadro 3.2.11. Datos obtenidos del diseño de la cortina. _____	172
Cuadro 3.2.12. Datos para construir el perfil del cimacio vertedor. _____	179
Cuadro 3.2.13. Coordenadas del perfil del agua sobre el cimacio tipo WES. _____	176
Cuadro 3.2.14. Presiones sobre el cimacio para diferentes condiciones de operación. _____	178
Cuadro 3.2.15. Cálculo del tirante y número de Froude en el vertedor. _____	183
Cuadro 3.2.17. Trayectoria del chorro de agua. _____	187



---

---

## INTRODUCCIÓN

La falta de agua superficial y subterránea en algunos municipios del estado de Morelos, ha obligado a las autoridades estatales a buscar opciones para el almacenamiento del vital líquido, este es el caso de la localidad de Huatla en el Municipio de Tlaquiltenango, Morelos, donde existen áreas de cultivo que pueden ser incorporadas a sistemas de riego con el fin de mejorar la productividad, y desde luego la economía de la zona, incrementando con ello de manera paralela la calidad de vida de los habitantes de la localidad.

Otro aspecto que toma relevancia en la misma localidad es la carencia de fuentes de abastecimiento que garanticen la demanda de agua potable para sus habitantes. Esto considerando que en estos últimos años la cantidad de agua que aportaban los manantiales de los que se abastece la población, han bajado su capacidad de producción. En este sentido la necesidad de contar con una fuente de abastecimiento segura, hace que la obra en este estudio se valore mucho más, al poder ser aprovechada en ambos casos.

En la recopilación de la información para poder definir las mejores soluciones al problema de la falta de agua ya sea para riego agrícola o consumo humano es importante analizar los rasgos que caracterizan a la zona de estudio y particularmente al aprovechamiento del agua superficial que escurre por las barrancas la información obtenida es básicamente de carácter descriptivo de la zona de interés describiendo las principales características de la cuenca la información climatológica de la zona de interés que se obtuvo de las estaciones climatológicas existentes.

El sitio factible para almacenar regular y aprovechar volúmenes de agua para riego o cualquier otro uso que se le quiera dar tomando en cuenta las características de la cuenca el POCHOTE que se localiza en la región hidrológica N° 18 con la cuenca del río Amacuzac pertenecientes a la cuenca del río Balsas cuenta con un gran territorio regado siendo esta una de las más importantes del sistema hidrológico nacional la zona de estudio se localiza dentro de lo que se conoce como porción sur del eje neovolcanico Transmexicano.

Con esto se toma en cuenta el área de la cuenca, longitud del cauce principal, la altura de la cortina, longitud de conducción para suministrar de agua a la población, desnivel máximo tipo y uso de suelo para la construcción propuesta de la presa de almacenamiento y beneficiar con agua a la localidad garantizando con esto, las crecientes demandas de agua para consumo doméstico de la población que sufre un escaso déficit de agua para el consumo humano en época de estiaje.

En teoría el tema de escurrimiento describe un número considerable de métodos que tratan el estudio de este parámetro, algunos con muy buena aproximación y otros que solo se recomiendan para cálculos preliminares, sin embargo la de las teorías más acertadas depende de que tan factible es su aplicación en la zona de estudio, estrictamente es necesario el conocimiento de las características de la cuenca hidrológica pero la experiencia y el criterio que desarrolla el estudio es fundamental para la elección de la metodología más adecuada así como el análisis hidrológico tiene como objeto principal la determinación del comportamiento del agua superficial en un cauce o un vaso de almacenamiento, debido al escurrimiento o depósitos de agua que se precipita y escurre por los cauces de acuerdo a la dinámica del ciclo hidrológico en esta parte de estudio es de interés el análisis de avenidas extraordinarias que puede presentarse en la cuenca del sitio el POCHOTE para determinar la cantidad de agua excedente y definir las políticas más adecuadas para abatir los picos, almacenado estos





---

---

volúmenes de agua y de ser posible complementar el abasto de las demandas para riego en época de sequía.

Antes de hacer el diseño hidrológico aún se toma en cuenta las características edafológicas de los suelos y sus respectivas clases de capacidad de uso en las zonas de cultivo donde se pretende construir una presa. La zona de estudio cuenta con una superficie de 274.5 hectáreas correspondiendo a la agricultura que es donde se pretende llevar agua de la presa para ser abastecida en época de estiaje y obtener una producción mayor de cultivos. En la definición de los datos que se utilizaran para el diseño geométrico y estructural de las obras hidráulicas de una presa, esto es en los niveles del agua en el vaso y los caudales que se descargan por la obra de toma y por sus obras de excedencia.

En general una vez conocida toda la información a detalle se hizo la propuesta con dimensiones reales las cargas básicas sobre la estructura y la geometría de la misma, para poder determinar el diseño de la presa se realizó un análisis cualitativo en las que se consideró solo aspectos técnicos en las que intervienen las diferentes alternativas del diseño propuesto en este estudio.



### **Objetivos.**

El presente estudio ha sido realizado para determinar las características edafológicas de los suelos y sus respectivas clases de capacidad de uso, en las zonas de cultivo donde se pretende construir una presa para su aprovechamiento en época de estiaje.

### **Alcances.**

Ejecutar de todos los estudios necesarios en las áreas de Hidrología, Geotecnia, Geofísica, y el proyecto ejecutivo que se requiere para la construcción de una presa en la localidad de Huautla, en el Municipio de Tlaquiltenango Mor.



# **“DISEÑO DE LA PRESA DE ALMACENAMIENTO A EJECUTARSE EN LA LOCALIDAD DE HUAUTLA DEL MUNICIPIO DE TLAQUILTENANGO EN EL ESTADO DE MORELOS”**



---

---

# CAPÍTULO I

---

---

## ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO DE LA PRESA



---

---

## I ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO DE LA PRESA.

### TRABAJOS PRELIMINARES.

#### I.1 RECOPIACIÓN, ANÁLISIS E INTEGRACIÓN DE LA INFORMACIÓN.

Para poder definir las mejores soluciones al problema de la falta de agua, ya sea para riego agrícola o consumo humano, es importante analizar los rasgos que caracterizan a la zona en estudio y particularmente al aprovechamiento del agua superficial que escurre por las barrancas. Para llevar a cabo esta caracterización, es conveniente hacer una reseña de los factores que distinguen a la cuenca en un contexto general, así como a la cuenca que se define hasta el sitio identificado en el proyecto de almacenamiento este proyecto tiene como objetivo beneficiar con agua a la localidad de Huautla, en el municipio de Tlaquiltenango, Mor., satisfaciendo primeramente las necesidades de consumo humano para la población, esta reseña deberá estar basada en datos confiables que se obtienen de un proceso de recopilación y análisis de la información disponible.

La recopilación y análisis de la información disponible fue la primera actividad que se desarrolló, es una de las partes más importantes del esquema de actividades, ya que a partir de ella se obtuvieron los datos que se utilizaron para desarrollar cada una de las actividades subsecuentes que componen al estudio. Generalmente la cantidad y calidad de la información recopilada juega un papel muy relevante en cualquier trabajo, pero es más importante en un estudio hidrológico cuyo fin es definir el potencial de una cuenca, en virtud que la disponibilidad real de agua superficial se estima a partir de los datos hidrológicos existentes, siendo más confiable entre más y mejores datos se recopilen; por otro lado, el cálculo de la distribución más adecuada para el uso del agua.

Para abordar todo lo concerniente a la recopilación y análisis de la información disponible es conveniente definir la ubicación de la zona en estudio, a fin de que tal información corresponda a la zona que es de interés. En este sentido, se puede señalar que la zona de estudio comprende la parte sur-oriente del Municipio de Tlaquiltenango, específicamente la zona de la localidad de Huautla, en donde se identificaran sitios para ubicar y construir la presa de almacenamiento objeto de este proyecto. La zona de estudio para identificar el sitio, pertenece a las cuencas de la Barrancas de Ajuchitlán, Quilamula, El Salitre y Arroyo Grande que finalmente confluye con el Río Amacuzac, que es parte de uno de los sistemas hidrográficos más grandes de México, esto es la cuenca del río Balsas.

Con base en lo anterior, la zona que es de interés en este estudio queda comprendida en la parte norte de la cuenca del Arroyo Grande, entre los paralelos 18° 25' y 18° 37' de latitud Norte y, entre los meridianos 98° 54' y 99° 05' de longitud Oeste. Limita al Norte y Oeste con la cuenca del río Cuautla, al este con la cuenca del río Tepalcingo. La corriente principal de estas cuencas descarga sus aguas por el lado sur, con una dirección general del escurrimiento de Norte a Sur.



---

---

A fin de optimizar el proceso de recopilación y análisis de información, la ejecución de las actividades subsecuentes se hizo tomando como base el área de la zona en estudio definida anteriormente. Asimismo, el análisis y revisión de las fuentes de aprovechamiento actual, la identificación de nuevos sitios de aprovechamiento y la definición del potencial hidrológico de las fuentes actuales y de proyecto, están sustentadas en la información disponible que se tiene al respecto.

Por otro lado, para poder disponer oportunamente de toda esta información, es necesario realizar su recopilación en forma planeada y ordenada, puesto que la selección de las metodologías y criterios más adecuados para cumplir satisfactoriamente con los objetivos que se persiguen, depende principalmente del tipo de información disponible para tal efecto en este estudio la información recopilada y analizada se agrupó básicamente en cinco categorías, que son:

- ❖ **Información Gráfica.**
- ❖ **Información Documental.**
- ❖ **Información Climatológica.**
- ❖ **Información Hidrométrica.**
- ❖ **Aprovechamientos Hidráulicos.**

Cabe mencionar que la recopilación y análisis de información se realizaron procurando obtener el máximo de información posible, cuidando a su vez que ésta fuese confiable en su contenido y origen, para así contar con datos de calidad que finalmente permitieron obtener resultados acorde a las condiciones climáticas y características hidrográficas y geomorfológicas de las cuencas estudiadas.



## I.2 INFORMACIÓN GRÁFICA.

Los elementos gráficos facilitan el conocimiento general de la zona en estudio, obteniéndose de ellos una visión más clara de su ubicación con respecto a su entorno, en términos generales se obtienen datos como son localización, extensión, forma de la cuenca, etc., esto se logra a través de la consulta de planos geográficos, topográficos e hidrográficos generales de la zona; por otro lado, con base en cartas y planos topográficos, es posible la identificación de sitios a lo largo de las distintas corrientes superficiales, en los que existe la posibilidad, con base en su configuración topográfica, de formar embalses que permitan el almacenamiento del agua y finalmente su aprovechamiento.

Para obtener el máximo aprovechamiento, la información gráfica recopilada se clasificó en dos tipos: planos y cartografía.

### Planos.

Los planos que tienen información general de la zona en estudio son muy escasos, sin embargo se recopilaron otros que también pueden ser de mucha utilidad, como se puede ver en el Cuadro I.1.1.

**Cuadro I.1.1. Planos Recopilados.**

TIPO	NOMBRE DEL PLANO	ESCALA	FECHA
HIDROGRÁFICO	PLANO GENERAL DE LA REGIÓN HIDROLÓGICA No. 18 (PARCIAL) CUENCA DEL RÍO AMACUZAC.	1:500,000	1979
HIDROGRÁFICO	PLANO HIDROGRÁFICO DE LA REGIÓN HIDROLÓGICA No. 18 (RÍO BALSAS), OBTENIDO CON IMÁGENES DE SATÉLITE.	1:500,000	1970
CLIMATOLOGICO	ISOYETAS NORMALES ANUALES DE LA REPUBLICA MEXICANA, PERIODO 1931-1990 (REGION HIDROLOGICA 18)	1:250,000	1997
GEOGRAFICO	UBICACIÓN DE LOCALIDADES MÁS IMPORTANTES EN LA ZONA EN ESTUDIO.	1:250,000	1997

La recopilación de los planos señalados en el cuadro anterior se llevó a cabo acudiendo a diversas dependencias y organismos federales y estatales, entre los que destacan los que se indican a continuación:

- Comisión Nacional del Agua, Organismo de Cuenca Balsas, Dirección Técnica, Cuernavaca, Mor.
- Mapoteca del Instituto de Geografía, UNAM.

La información disponible en los planos recopilados, en su mayor parte, fue de gran utilidad para la ubicación y delimitación de la cuenca, así como para la ubicación de la infraestructura climatológica e hidrométrica. Aunque en cantidad son escasos, el número de planos recopilados fue suficiente para los fines que se persiguen.



### 1.3 CARTOGRAFÍA.

La cartografía se refiere a un conjunto de planos en los que se muestran las características naturales de la zona en estudio, por comodidad la información se maneja en diversos temas, por ejemplo, existen cartas topográficas, cartas de uso de suelo, cartas geológicas, cartas edafológicas, cartas hidrográficas, etc. En el presente estudio, las de mayor interés son las cartas topográficas, ya que la identificación de sitios para aprovechamiento tiene como base la búsqueda de configuraciones topográficas propias para almacenar los escurrimientos excedentes, buscando también las boquillas más pequeñas para reducir el costo integral del proyecto.

En éste estudio las de mayor interés son las cartas topográficas, ya que la identificación de sitios para aprovechamiento tiene como base la búsqueda de configuraciones topográficas propias para almacenar los escurrimientos excedentes, buscando también las boquillas más pequeñas para reducir el costo integral del proyecto de presa. Sin embargo, para evaluar la factibilidad técnica también es útil la geología, la edafología y el tipo y uso del suelo.

Cuadro I.1.2. Cartografía Utilizada (Temas: Topografía, Geología, Edafología y tipo y uso de suelo).

NOMBRE DE LA CARTA	ESCALA	CLAVE	EDICIÓN
CUERNAVACA	1:250,000	E14-05	2000
TEPALCINGO DE HIDALGO	1:50,000	E14-B61	1999
HUEHUETLÁN	1:50,000	E14-B71	1998
JOJUTLA DE JUÁREZ	1:50,000	E14-A69	1998
TILZAPOTLA	1:50,000	E14-A79	1998

La recopilación de estos planos se hizo en los diferentes centros de servicio del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) del Distrito Federal, y para algunas cartas fue preciso acudir al centro de servicio de la ciudad de Cuernavaca. Cabe mencionar, que esta cartografía fue adquirida vectorialmente en escala 1:50,000 para cartas topográficas y escala 1:250,000 para cartas edafológicas y de uso de suelo con el fin de emplear el software para manejo de cartografía ArcView.





## I.4 INFORMACIÓN DOCUMENTAL.

Esta información es básicamente de carácter descriptivo de la zona de interés. Desde un punto de vista genérico, la información documental describe las principales características de la cuenca y de las obras hidráulicas situadas dentro de ella.

La recopilación y consulta de la información documental es de mucha utilidad, ya que con ella se puede tener un panorama más claro de la zona y un conocimiento más amplio de diversas características: extensión territorial, localización, forma de la cuenca, ríos principales y tributarios (hidrografía), clima característico, parámetros climatológicos (precipitación y evaporación), cuerpos de agua tanto naturales como artificiales, volúmenes de escurrimiento, principales obras hidráulicas (almacenamiento y/o control, conducción, etc.), datos socioeconómicos, vías de comunicación, poblados de mayor importancia; en fin, toda una serie de datos cualitativos y cuantitativos que en su conjunto le dan distinción a la cuenca.

En el Cuadro I.1.3, se muestra la lista de los documentos recopilados, que contienen parte de la información general de la zona en estudio, en éste también se indica el tipo de documento, su nombre o título, fecha de elaboración y fuente o dependencia de donde se recabó.

Cuadro I.1.3. Relación de Documentos Consultados.

DOCUMENTO		FECHA DE ELABORACIÓN	FUENTE
TIPO	NOMBRE O TITULO		
BOLETIN	BOLETINES HIDROLÓGICOS	1977	SARH
BOLETIN	BOLETINES CLIMATOLÓGICOS	1977	SARH
BOLETIN	BOLETINES HIDROMÉTRICOS	1997	CFE
BOLETIN	BOLETINES CLIMATOLÓGICOS	1997	CFE
MAPA	MAPA GEOLÓGICO	1996	CFE
ESTUDIO	ISOYETAS MEDIAS ANUALES	1970	SARH
ESTUDIO	ENVOLVENTES DE GASTOS MÁXIMOS	1978	SARH

En general, la información recopilada de las fuentes referidas en el cuadro anterior es muy escasa pero confiable para los fines del estudio, ya que los datos tomados de estos documentos rara vez sufren modificación en el tiempo.

## INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA.

Con la finalidad de conocer el potencial hidrológico y la disponibilidad de agua en los sitio propuesto para estudio, con frecuencia es necesario analizar la información climatológica de la zona de interés, básicamente precipitaciones y evaporaciones que se han registrado históricamente en las estaciones climatológicas existentes; esta información es útil para estimar la disponibilidad de agua en sitio que no cuentan con medición directa, es decir, con registro de escurrimientos. Además, esta información es útil para verificar, validar y



complementar la información hidrométrica, cuando en la cuenca se dispone de mediciones directas.

Hidrológicamente la precipitación es la fuente primaria de los escurrimientos, el conocimiento de sus valores es fundamental para los casos en que no se tiene hidrometría o cuando ésta es insuficiente en cantidad y calidad, ya que con los datos de la lluvia también se puede obtener el volumen de agua escurrido en algún sitio de la cuenca en estudio. Los datos de lluvia pueden servir para estimar escurrimientos medios mensuales, además con este parámetro también se puede estimar el gasto pico de una avenida extraordinaria, por ello es de interés conocer las precipitaciones totales por mes y las máximas en 24 horas que se han registrado históricamente en las estaciones climatológicas existentes.

Cuadro I.1.4. Relación de estaciones climatológicas.

ESTACION	LOCALIZACION					
	HIDROLOGICA		GEOGRAFICA		POLITICA	
	CUENCA	REGION	LATITUD	LONGITUD	MUNICIPIO	ESTADO
HUAUTLA	AMACUZAC	18 PARCIAL	18° 26' 35''	99° 00' 59''	TLAQUILTENANGO	MORELOS
SAN PABLO HIDALGO	AMACUZAC	18 PARCIAL	18° 34' 49''	99° 02' 34''	TLAQUILTENANGO	MORELOS
TEPALCINGO	ATOYAC Y MIXTECO	28 PARCIAL	18° 35' 57''	98° 50' 21''	TEPALCINGO	MORELOS
NEXPA	AMACUZAC	18 PARCIAL	18° 31' 05''	99° 08' 45''	TLAQUILTENANGO	MORELOS
CHAUCINGO	AMACUZAC	18 PARCIAL	18° 18' 13''	99° 06' 58''	CHAUCINGO	GUERRERO
JOLALPAN	ATOYAC Y MIXTECO	28 PARCIAL	18° 19' 29''	98° 50' 39''	JOLALPAN	PUEBLA
LAGUNILLA DE RAYON	ATOYAC Y MIXTECO	28 PARCIAL	18° 28' 16''	98° 42' 21''	AXOCHIAPAN	MORELOS

Por otro lado, el periodo de las mediciones es uno de los factores más importantes para evaluar la confiabilidad de los parámetros climatológicos y la magnitud del escurrimiento estimado, en este estudio se ha decidido trabajar con los datos más confiables, es decir con la mayor precisión posible, por ello se consultaron todas las fuentes disponibles.

La información climatológica fue recopilada de diversas fuentes documentales, tales como: Boletines Climatológicos editados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), actualmente a cargo de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA); archivos de la Dirección Técnica del Organismo de Cuenca Balsas de la Comisión Nacional del Agua, con residencia en la ciudad de Cuernavaca, Morelos y datos contenidos en la Base Nacional de datos conocida con el nombre de Extractor Rápido de Información Climatológica (ERIC).



Cuadro I.1.5. Información Recopilada.

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA	PARÁMETROS	REGISTRO HISTÓRICO (años)	PRECIPITACIÓN	
			MEDIA ANUAL (mm)	MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)
HUAUTLA	PRECIPITACIÓN MENSUAL	62-2008	927.58	
	LLUVIA MÁXIMA EN 24 hr	62-2008		60.13
SAN PABLO HIDALGO	PRECIPITACIÓN MENSUAL	78-93, 95-2007	791.70	
	LLUVIA MÁXIMA EN 24 hr	78-93, 95-2007		56.06
TEPALCINGO	PRECIPITACIÓN MENSUAL	56-73, 76-2007	831.95	
	LLUVIA MÁXIMA EN 24 hr	56-73, 76-2007		61.65
NEXPA	PRECIPITACIÓN MENSUAL	87-2008	817.28	
	LLUVIA MÁXIMA EN 24 hr	87-2008		55.19
CHAUCINGO	PRECIPITACIÓN MENSUAL	45-88, 90-92, 95-2008	1018.60	
	LLUVIA MÁXIMA EN 24 hr	45-88, 90-92, 95-2008		64.34
JOLALPAN	PRECIPITACIÓN MENSUAL	45-91	795.37	
	LLUVIA MÁXIMA EN 24 hr	45-91		60.03
LAGUNILLA DE RAYON	PRECIPITACIÓN MENSUAL	74-2007	779.05	
	LLUVIA MÁXIMA EN 24 hr	74-2007		56.79

Cabe señalar, que para efecto de simulación del funcionamiento analítico del vaso fue necesario recopilar información de temperatura y evaporación.

Cuadro I.1.6. Información Recopilada.

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA	PARÁMETROS RECOPIADOS	REGISTRO HISTÓRICO (años)	MEDIA ANUAL
HUAUTLA	TEMPERATURA	62-2008	24.32 °C
	EVAPORACIÓN	62-2008	2,030 mm
SAN PABLO HIDALGO	TEMPERATURA	78-86, 91-93, 95-2007	24.76 °C
	EVAPORACIÓN	78-93, 95-2007	1,871 mm

Para determinar la magnitud del bordo libre de la presa es necesario disponer de los registros históricos del viento dominante en la zona en estudio, por ello también se recopiló la información de viento disponible, pero para este parámetro sólo se requiere la información más cercana a la zona de inundación del vaso, de modo que la información recopilada corresponde a la estación climatológica más cercanas, ésta es la que se indican en el Cuadro I.1.7.



Cuadro I.1.7. Información Recopilada.

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA	PARÁMETROS RECOPIRADOS	REGISTRO HISTÓRICO	VALORES DOMINANTES	
			DIRECCIÓN	VELOCIDAD
HUAUTLA	VIENTO DOMINANTE	2004-2009	SW	2.1 a 3.9 Km/h

## 1.5 INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA.

El uso de información hidrométrica, que consiste técnicamente en mediciones directas del escurrimiento superficial en un cauce, generalmente lleva a resultados confiables y más apegados a las características fisiográficas, topográficas, hidrográficas y climáticas de la cuenca. Ciertamente, este tipo de información reporta, de manera cuantitativa, la magnitud de los eventos, tanto ordinarios como extraordinarios, en cuanto a escurrimientos se refiere; en algunos casos indica la distribución de los volúmenes o caudales en el tiempo, pudiendo ser intervalos de tiempo grandes (mensuales o anuales) o bien pequeños (días u horas).

Es importante señalar que la medición directa de escurrimientos ya toma en cuenta la influencia, favorable o desfavorable, de las características de la cuenca y el efecto de los aprovechamientos localizados aguas arriba de la estación hidrométrica, situación que muchas veces modifican de manera importante el régimen del escurrimiento en un río.

La información hidrométrica, referente a escurrimientos y arrastre de sedimentos en un determinado sitio de un río o arroyo, consiste en volúmenes de agua y sólidos en suspensión que están cuantificados históricamente en las estaciones hidrométricas existentes. La medición de escurrimientos indica, en forma directa, la magnitud de los volúmenes de agua que pasan por un determinado sitio de un río, siendo éste el parámetro de mayor interés para la elaboración del estudio hidrológico; la medición de sólidos permite estimar la cantidad de sedimentos que se pueden depositar en un vaso de almacenamiento a lo largo de su vida útil, siendo éste un parámetro importante para la simulación del funcionamiento analítico del vaso, ya que condiciona la capacidad útil y define la elevación mínima de la obra de toma.

En los cauces que tienen infraestructura hidráulica, presas de almacenamiento, control o derivación, la información relativa a la operación de estas obras suele ser también importante para la determinación del potencial hidrológico de una cuenca.

Respecto a la infraestructura hidrométrica, se cuenta con solamente una estación y ésta está alejada de la zona de estudio, la cual es conocida con el nombre de Xicatlacota.

La estación hidrométrica Xicatlacota está situada sobre el río Amacuzac, junto a la población de Xocatlacotla; a 10 Km al sur de la población de Jojutla; a unos 10 Km aguas abajo de la confluencia del río Apatlaco con el río Amacuzac, y a siete kilómetros aguas arriba de la confluencia del río Cuautla; en el municipio de Jojutla del estado de Morelos.



---

---

Las coordenadas de la estación son:  $18^{\circ} 31' 15''$  de Latitud Norte y  $99^{\circ} 11' 30''$  de Longitud Oeste. El área de la cuenca hasta el sitio de la estación de Xicatlacotla es de  $6057.5 \text{ Km}^2$ .

El objetivo de la instalación de esta estación es determinar el régimen de escurrimientos para el estudio de posibles aprovechamientos hidroeléctricos futuros y para conocimiento de los recursos hidráulicos de la cuenca.

La sección de aforo es irregular, de 36 metros de ancho y perpendicular a la corriente. Está formada por roca fracturada en las márgenes y material limo-arenoso con grava y cantos rodados en el lecho del río.

La estructura para aforar es del tipo de cable y canastilla constituida por cables de acero de 2.22 cm. ( $7/8''$ ) de diámetro, cubriendo un claro de 45 m, con anclajes directos (muertos de con viguetas de acero) y canastilla de fierro y madera.

El registro grafico de niveles se obtiene mediante un limnígrafo marca Stevens, del tipo vertical, localizado a 20 metros aguas arriba de la sección de aforos. El limnígrafo está instalado en una tubería de asbesto cemento de  $6''$  de diámetro, con altura de 9 metros, dicho tubo está apoyado y sujeto por una columna de concreto que a la vez contiene a una de las escalas.

El acceso a la estación es por la autopista México-Acapulco hasta la caseta de cobro, en el kilómetro 26 al sur de la ciudad de Cuernavaca, se toma la desviación hacia el sureste, hasta la población de Jojutla de Juárez por la carretera estatal por cooperación. Esta población se encuentra a 19 kilómetros de la desviación. Se prosigue por la misma carretera 4 kilómetros más para llegar al rancho denominado el Higuerón donde el camino de terracería que conduce a Xicatlacotla, localizando la estación en el kilómetro 9+200 de este camino, hasta unos 750 m antes del poblado de Xicatlacotla.

Un aspecto importante para este estudio, es que en la estación Xicatlacotla se tiene un registro muy pequeño de sólidos en suspensión, parámetro que es necesario para la simulación del vaso de una presa, pero esto puede ser relevante porque en otras estaciones cercanas no se realiza este tipo de medición.

Como ya se mencionó anteriormente, los caudales de agua que fluyen por un sitio dado de una corriente superficial, son particularmente los parámetros de mayor peso en el desarrollo de un estudio hidrológico, por ello la información hidrométrica fue recopilada de diversas fuentes documentales, tales como: Base Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS); Boletines Hidrológicos editados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), actualmente en poder de la Comisión Nacional del Agua (CNA) y archivos de la Dirección Técnica del Organismo de Cuenca Balsas de la Comisión Nacional del Agua.



La estación hidrométrica Xicatlacotla cuenta con la instrumentación más usual, por tanto cuenta con el registro de los parámetros hidrométricos más importantes: registro histórico de escurrimientos, registro numérico de niveles y registro gráfico de niveles. En este estudio los datos más importantes son los escurrimientos medios mensuales y los escurrimientos máximos anuales, de los cuales se recopiló un registro de mediciones continuas con periodo de 48 años (58-66, 69-87 y 89-2005) y de 48 años (58-66, 70-87 y 89-2005) respectivamente.

Con los datos históricos se estimó que el valor medio anual de los escurrimientos es 1, 230,605.21 Miles de m<sup>3</sup> (39.02 m<sup>3</sup>/s) y el gasto máximo anual 962.25 m<sup>3</sup>/s.

En el Anexo I-3 Información Hidrométrica, se puede consultar numéricamente los registros históricos de volúmenes medios mensuales y gastos máximos anuales, aunque se debe señalar que para la obtención de estos datos se procesó la información histórica a nivel diario.

## **1.5 APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS.**

En la actividad de identificación de sitios considerados factibles para almacenar, regular y aprovechar volúmenes de agua para riego o cualquier otro uso que se le quiera dar, debe tomarse en cuenta la ubicación de aquellos aprovechamientos que ya están en operación y también los que se encuentran en etapa de proyecto.

Por otro lado, en cualquier análisis hidrológico cuyo fin sea el cálculo de la disponibilidad de agua en una determinada cuenca hidrológica, los aprovechamientos actuales juegan un papel muy importante, ya que la influencia de estas extracciones puede influir en el potencial hídrico, sobre todo si se tienen aprovechamientos que hacen uso de grandes volúmenes de agua o si es muy grande su número y en conjunto suman volúmenes considerables.

Como ya se mencionó, la actividad más importante de la zona en estudio es la agricultura, por ello desde principios del siglo pasado se han construido diversas obras hidráulicas para el aprovechamiento del agua superficial. Sin duda, la información de los aprovechamientos hidráulicos actuales constituye un elemento muy importante para el desarrollo del presente estudio, sin embargo la información disponible es muy escasa, en su mayor parte contiene datos de proyecto que generalmente difieren mucho con las condiciones actuales de operación.

Revisando la información disponible, se vio que la infraestructura hidráulica actual sobre la zona de estudio, consiste básicamente en varios almacenamientos pequeños (presas pequeñas), para uso agrícola en su mayoría y abastecimiento de agua potable. Dentro de estos almacenamientos el de mayor importancia en la zona de estudio es la Presa Cruz Pintada, en donde el uso original de esta presa era para riego, sin embargo, de esta presa se abastecía de agua potable la localidad de Huautla, toda vez que actualmente se encuentra



completamente azolvada y la calidad del agua de la misma ha venido disminuyendo por las descargas de aguas residuales que se descargas sin tratamiento aguas arriba de la presa.

Otros almacenamientos ubicados en la zona de estudio son: Presa Quilamula, Presa Quilamula II, Presa Ajuchitlán, Presa los Cajones y Presa Cerro Prieto, los usos de estas presas en su mayoría son para el abastecimiento de agua potable a diversa localidades de la zona (Quilamula, Ajuchitlán, etc.).

En el Cuadro I.1.8, se indican algunos de los datos básicos que se recopilaron en torno a algunas presas.

Cuadro I.1.8. Datos Básicos de algunas presas.

NOMBRE	NOMBRE DE CORRIENTE	LOCALIZACION GEOGRAFICA		CORTINA		CORONA	
		LAT.	LON.	TIPO	ALTURA (m)	LONG.	ANCHO
CRUZ PINTADA	A. QUILAMULA	18° 28' 40.1"	99° 02' 7.8"	GRAVEDAD	23.00	59.80	2.5
QUILAMULA II	A. AGUA FRIA	18° 32' 32.4"	98° 59' 54.8"		22.00	128.60	2.5
QUILAMULA	A. QUILAMULA	18° 30' 49.4"	99° 00' 45.9"	HOMOGENEA	8.50	53.00	1.2

Cuadro I.1.9. Datos Básicos de algunas presas.

NOMBRE	CAPACIDADES (Mm <sup>3</sup> )				ELEVACIONES (MSNM)				AÑO DE CONST.	USO
	AZOLVE	NAMINO	NAMO	NAME	AZOLVE	NAMINO	NAMO	NAME		
CRUZ PINTADA	0.10	0.1	0.3	0.4	1005	1005	1,010.00	1,011.81	1982	R. y A.P.
QUILAMULA II	0.186	0.713	0.9	0.9	1076.15	1076.15	1,084.80	1,085.00	1983	R.
QUILAMULA	0.001	0.14	0.153	0.153	1078	1078	1,084.80	1,085.00	1981	R. y A.P.



---

---

# **CAPÍTULO II**

---

---

## **IDENTIFICACIÓN DEL SITIO FACTIBLE PARA EL ALMACENAMIENTO**





---

---

## II IDENTIFICACIÓN DEL SITIO FACTIBLE PARA ALMACENAMIENTO.

### Ubicación de sitios en la cartografía disponible.

Para desarrollar las actividades de este capítulo se identificó exhaustivamente el sitio para el almacenamiento de escurrimientos superficiales que se generan en una determinada cuenca. Evidentemente, la búsqueda se apoyó en parámetros asociados a las características físicas, topográficas, hidrográficas, climáticas y tipo y uso del suelo de las corrientes superficiales, así como su área de influencia, de los cuales se pueden destacar los siguientes:

- Cuenca de aportación con extensión superficial suficiente, en la que se puedan generar la mayor cantidad de escurrimientos.
- Identificación de boquillas factibles para la construcción de obras de cortinas y configuración topográfica adecuada para la formación de un embalse.
- En su caso, mínimas afectaciones a propiedades, ya sean áreas de cultivos o de asentamientos humanos (áreas urbanas) y vías de comunicación terrestre.

Las características del relieve de una cuenca y su alrededor son aspectos muy importantes para la elaboración de un proyecto que tiene el propósito de aprovechar el agua superficial, ya que en primer lugar definen los límites de la superficie que aporta agua a los cauces, técnicamente conocida como cuenca hidrológica, lo que ayuda a definir el potencial hidrológico y la disponibilidad del recurso hídrico. Por otro lado, las características topográficas de la boquilla donde se pretende la construcción de la presa condicionan la ubicación y tipo de las obras que se proyectan para el almacenamiento, control, manejo y distribución del agua que se genera en la cuenca de aportación de la presa.

Con respecto a la cuencas hidrológica definidas hasta el posible sitio donde se proyectará la construcción de la presa de almacenamiento para riego agrícola y a su vez garantizar las crecientes demandas de agua para consumo doméstico de la comunidad de Huautla, asentada en el municipio de Tlaquiltenango, población que sufre un escaso déficit de agua para el consumo humano en la época de estiaje y en virtud de que sus extensiones territoriales son muy grande, los límites se determinaron en planos topográficos de escala 1:50,000 editados en 1998 y 1999 por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). Generalmente una cuenca hidrológica abarca superficies muy extensas, que implican trabajos de topografía muy laboriosos para conocer la configuración del terreno, por ello usualmente se recurre a planos regionales para conocer el relieve de la cuenca, de éstos los que edita INEGI son los de mayor precisión y por lo mismo los más usados en proyectos de este tipo.

En cuanto a las boquillas se refiere, estas son el elemento más importante para la localización de posibles sitios para almacenamiento de una presa, de acuerdo a las observaciones realizadas en las carta topográficas, se ubicó la boquilla relativamente estrecha topográficamente hablando, lo que significa cortinas de menor longitud y por lo tanto, menor inversión para la construcción de la presa.



Con base en la revisión de la cartografía mencionada anteriormente, se ubica el siguiente sitio factible para almacenamiento de la presa:

Sitio Pochote.- Este sitio se ubicó a petición de los representantes de la localidad de Huautla, es decir, por los mismos beneficiarios de este proyecto, argumentando que es un sitio bueno para la construcción de la presa, toda vez, que en tiempo de lluvias (temporal), se observa un nivel considerable de agua para ser almacenada, además de que es agua relativamente limpia que puede aprovecharse también para uso de consumo humano, ya que la localidad actualmente carece del vital líquido. Otro argumento que manifestaron los beneficiados, es que la conducción hacia la localidad sería por gravedad, lo que significa costos de operación bajos.

Las coordenadas del sitio son:  $18^{\circ}28'48''$  de Latitud Norte y  $98^{\circ}59'53''$  de Longitud Oeste a una altura de 1,115.80 msnm en el fondo del cauce y está ubicado sobre el arroyo sin nombre, el cual es afluente de la Barranca Ajuchitlán, a 6.1 Km. (aguas arriba) al noreste de la localidad Huautla; municipio de Tlaquiltenango. La boquilla tiene una longitud aproximada de 100 metros con los cuales se tiene una buena capacidad para el vasos de almacenamiento, el área de la cuenca hasta el sitio es de 2.19 Km<sup>2</sup>.

La ubicación del sitio factible identificado en la cartografía disponible se puede ver en el plano denominado "Ubicación del Sitio para Almacenamiento de la Presa".

## **II.1 ANÁLISIS PRELIMINAR DE LOS ASPECTOS TOPOGRÁFICOS, GEOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS DEL SITIO.**

Para evaluar la factibilidad de construir una presa de almacenamiento en un cauce natural, es indispensable hacer un análisis preliminar de los aspectos generales en el sitio que se ubicó, con el objeto de definir el mejor sitio para la construcción de la misma.

A continuación se indica el aspecto más relevante que se tomó en cuenta en el sitio para el almacenamiento de la presa y beneficiar con agua a la localidad de Huautla, en el municipio de Tlaquiltenango, Mor., satisfaciendo primeramente las necesidades de consumo humano para la población.

Características topográficas que se tienen en el área de influencia del cauce, particularmente en el sitio que se ha localizado para la construcción de la presa.

Características hidrológicas de las cuencas que aportan escurrimiento hasta el sitio propuesto para la construcción de la presa, particularmente las que tienen que ver con el potencial hídrico de las cuencas y la disponibilidad para otros usos.

Características geológicas que predominan en el área de influencia del vaso de almacenamiento y en las superficies donde se propone la construcción de obras hidráulicas.



El aspecto hidrológico es uno de los análisis más importantes, puesto que define la cantidad de agua que escurre por un cauce y la que se puede aprovechar de fuentes superficiales para cualquier uso que se le quiera dar.

Por lo anterior, para determinar la disponibilidad hidrológica en el sitio de la Zona de Estudio, se analizaron, con el detalle requerido, los siguientes aspectos: información climatológica (precipitaciones totales), información hidrométrica (escurrimientos) e información edafológica y de uso de suelo (tipo, características y cobertura de los suelos existentes en la zona en estudio).

Las características de la cuenca estudiada (área de cuencas, longitud del cauce principal, desnivel máximo, tipo y uso de suelo) se determinaron empleando software para manejo de cartografía como ArcView, y mapas vectoriales escala 1:50,000 emitidos por el INEGI.

Una vez analizada la información se determinó que en la zona de estudio, no se cuenta con información hidrométrica, puesto que solamente existe la Estación Hidrométrica Xicatlacotla y la misma se encuentra muy retirada de la zona en estudio, además de que las características de la cuenca de esta estación son muy diferentes a las cuencas de cada sitio que se analizaron para este estudio.

Por lo tanto, para la determinación del volumen medio anual de escurrimiento natural del sitio, se utilizó una metodológica que se basa en información climatológica (método indirecto).

La metodología que se empleo fue la del APÉNDICE NORMATIVO "A" METODOS PARA DETERMINAR EL VOLUMEN MEDIO ANUAL DE ESCURRIMIENTO NATURAL, de la Norma Oficial Mexicana NOM-011-CNA-2000, Conservación del recurso agua- Que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales, cabe mencionar, que la observancia de esta Norma, corre a cargo de la Comisión Nacional del Agua.

Este Apéndice permite determinar el escurrimiento natural, para cada año del periodo analizado, hidrométrico o climatológico, según sea el caso, y posteriormente se obtiene su promedio.

En caso de que en la cuenca en estudio no se cuente con suficiente información de registros Hidrométricos o ésta sea escasa, para determinar el volumen medio anual de escurrimiento natural se aplica el método indirecto denominado: precipitación-escurrimiento.



El volumen medio anual de escurrimiento natural se determina indirectamente, mediante la siguiente expresión:

$$\text{VOLUMEN ANUAL DE ESCURRIMIENTO NATURAL DE LA CUENCA} = \text{PRECIPITACION ANUAL DE LA CUENCA} \times \text{AREA DE LA CUENCA} \times \text{COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO}$$

## II.2 PRECIPITACIÓN ANUAL EN LA CUENCA.

Si en la cuenca en estudio se cuenta con suficiente información pluviométrica de cuando menos 20 años, la precipitación anual se determina a partir del análisis de los registros de las estaciones ubicadas dentro y vecinas a la cuenca, mediante el método de Polígonos de Thiessen o Isoyetas.

Para el caso de la cuenca analizadas (sitio identificado), se tomó la Estación Climatológica Huautla (con un registro amplio de 47 años, 1962 a 2008), en donde su área de influencia abarca a todos los sitios analizados (ver Lamina 1-1 Polígonos de Thiessen), por lo tanto, la precipitación media anual de las cuencas que se analizaron es la media anual de dicha Estación (927.54 mm).



## II.3 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

Se determinó en función del tipo y uso de suelo y del volumen de precipitación anual, de la cuenca en estudio.

A falta de información específica, con apoyo en los servicios del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) y de visitas de campo, se clasifican los suelos de la cuenca en estudio, en tres diferentes tipos: A (suelos permeables); B (suelos medianamente permeables), y C (suelos casi impermeables), que se especifican en la Cuadro I.2.1. Y al tomar en cuenta el uso actual del suelo, se obtiene el valor del parámetro K (Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural "Pequeños Almacenamientos" Secretaría de Recursos Hidráulicos).

Cuadro I.2.1. Valores de k, en función del tipo y uso de suelo.

TIPO DE SUELO	CARACTERISTICAS
A	Suelos permeables, tales como arenas profundas y loess poco compactos
B	Suelos medianamente permeables, tales como arenas de mediana profundidad: Lo es algo más compactos que los correspondientes a los suelos A; terrenos migajosos.
C	Suelos casi impermeables, tales como arenas o loess muy delgados sobre una capa impermeable, o bien arcillas

Cuadro I.2.2. Uso y tipo de suelo.

USO DEL SUELO	TIPO DE SUELO		
	A	B	C
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0,26	0,28	0,30
Cultivos:			
En Hilera	0,24	0,27	0,30
Legumbres o rotación de pradera	0,24	0,27	0,30
Granos pequeños	0,24	0,27	0,30
Pastizal:			
% del suelo cubierto o pastoreo			
Más del 75% - Poco -	0,14	0,20	0,28
Del 50 al 75% - Regular -	0,20	0,24	0,30
Menos del 50% - Excesivo -	0,24	0,28	0,30
Bosque:			
Cubierto más del 75%	0,07	0,16	0,24
Cubierto del 50 al 75%	0,12	0,22	0,26
Cubierto del 25 al 50%	0,17	0,26	0,28
Cubierto menos del 25%	0,22	0,28	0,30
Zonas urbanas	0,26	0,29	0,32
Caminos	0,27	0,30	0,33
Pradera permanente	0,18	0,24	0,30

Si en la cuenca en estudio existen diferentes tipos y usos de suelo, el valor de K se calcula como la resultante de subdividir la cuenca en zonas homogéneas y obtener el promedio ponderado de todas ellas.



Una vez obtenido el valor de K, el coeficiente de escurrimiento anual (Ce), se calcula mediante las fórmulas siguientes:

K: PARAMETRO QUE DEPENDE DEL TIPO Y USO DE SUELO	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL (Ce)
Si K resulta menor o igual que 0,15	$Ce = K (P-250) / 2000$
Si K es mayor que 0,15	$Ce = K (P-250) / 2000 + (K-0,15) / 1,5$

P= Precipitación anual, en mm.

Rango de validez.- Las fórmulas se considerarán válidas para valores de precipitación anual entre 350 y 2,150 mm.

Una vez que se calculó el escurrimiento anual en cada sitio, se procedió a determinarlo a nivel mensual, toda vez, que se necesitaran para realizar los funcionamientos de vasos correspondientes. Para lograr esto, se tomó la distribución de precipitación por mes y año de la Estación Climatológica Huautla, es decir, se obtuvieron los porcentajes en función del escurrimiento anual calculado para cada año y este mismo se distribuyó conforme se presentaron las precipitaciones en el mes del correspondiente año.

## II.4 SITIO POCHOTE

En el aspecto topográfico este sitio se considera adecuado para la construcción de una presa debido a que la boquilla es estrecha, con una longitud aproximada de 93 metros con los cuales se tiene una buena capacidad para el vaso de almacenamiento. En cuanto a los aspectos hidrológicos y particularmente los que tiene que ver con el potencial hídrico de la cuenca y su disponibilidad, en el Cuadro I.2.3, se puede observar los datos obtenidos para este sitio.

Cuadro I.2.3. Aspectos hidrológicos del sitio Pochote.

Parámetro	CANTIDAD	UNIDAD
Área de Cuenca	2.19	Km <sup>2</sup>
P. Media de la Cuenca	927.54	Mm
Coef. de Esc. de la Cuenca	0.2016	Adimensional
Esc. M. Anual de la Cuenca	442,812	m <sup>3</sup>
Gasto M. Anual de la Cuenca	14.04	l/s
Pendiente del cauce	0.079037	Milésimas
Longitud del cauce	1.77	Km
Elevación del cauce	1,123.80	Msnm
Elevación de la localidad	950.00	Msnm



---

---

Geológicamente está labrada en rocas volcánicas extrusivas de composición ácida a intermedia que incluyen ignimbritas, brechas y aglomerados volcánicos. La margen izquierda está constituida principalmente por tobas soldadas o ignimbritas de composición riolítica a riodacítica. Se presentan diaclasas o fracturas de enfriamiento

Que se cierran a profundidad por lo que estas estructuras no darán problemas de infiltración de agua.

El Sitio El Pochote, se considera adecuado para la construcción de la presa.

## **II.5 SELECCIÓN DEL SITIO PARA ALMACENAMIENTO.**

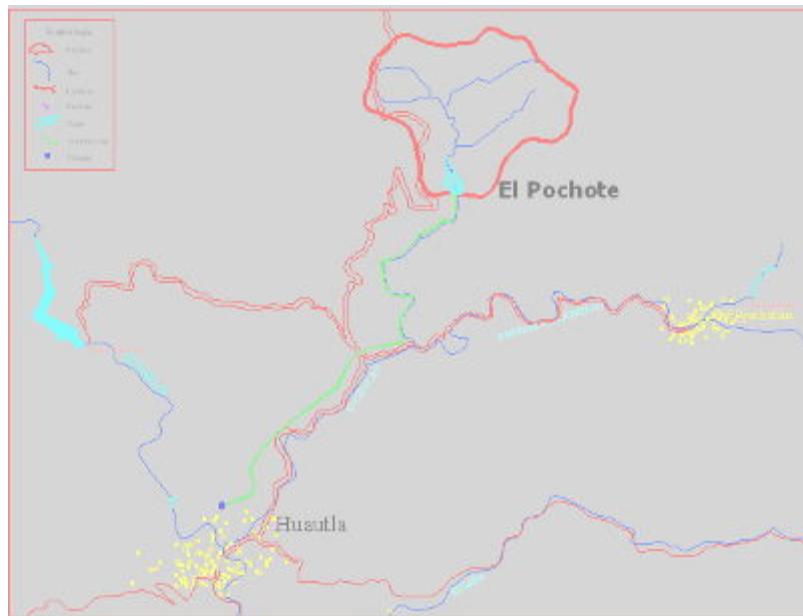
Con la finalidad de determinar el sitio propuesto es lo mejor para la construcción de la presa de almacenamiento y beneficiar con agua a la localidad de Huautla en el municipio de Tlaquiltenango, Mor., satisfaciendo primeramente las necesidades de consumo humano para la población se determinaron preliminarmente los siguientes parámetros:

- ❖ Altura de cortina para almacenar la totalidad del volumen escurrido.
- ❖ Longitud de Cortina.
- ❖ Volumen Almacenado.
- ❖ Longitud de Conducción para suministro de agua a la localidad de Huautla.
- ❖ Carga Disponible entre el sitio y la localidad de Huautla.

Estos parámetros se determinaron empleando la cartografía vectorial escala 1:50,000 emitidos por el INEGI. En las Figuras de la I.2.1 a la I.2.7, se indican los parámetros determinado en el sitio.



Figura I.2.5. Sitio El Pochote.



Fuente: Carta Vectorial Topográfica.

Altura de cortina 25 m, longitud de cortina 91 m, volumen almacenado 530,051 m<sup>3</sup>, longitud de conducción 5,141 m, carga disponible 93 m (Gravedad).

En el Cuadro I.2.10, se muestra el resultado del sitio de almacenamiento.

Cuadro I.2.10. Resumen sitio propuesto

NOMBRE SITIO	AREA DE CUENCA KM	PRECIPITACION M. DE LA CUENCA (MM)	ESC. M. ANUAL DE LA CUENCA m <sup>3</sup> /año	GASTO M. ANUAL DE LA CUENCA LPS	ELEVACION DEL CAUCE Msnm	ELEVACION DEL TANQUE msnm	VOLUMEN ALMACENADO M <sup>3</sup>	ALTURA DE CORTINA M	LONG DE CORTINA M	LONG DE CONDUCCION (m)	CARGA DISPONIBLE (M)	AFECCION
EL POCHOTE	2.19	927.54	442,812.30	14.94	1123.80	1000.00	442,812.30	25.00	91.00	5,242.90	123.80	NINGUNA

En el Cuadro I.2.10, se puede ver con respecto al sitio denominado el Pochote es adecuados para la construcción de la presa. Las características geológicas del sitio El Pochote, las cuales son roca de tipo toba ignimbrítica son ideales para la construcción de la cortina, además de la aceptación y el interés de los representantes y habitantes de la localidad de Huautla de que el sitio ideal para la presa. Esto aunado a que se tiene la carga disponible para que el agua llegue por gravedad a la localidad..

Por lo anterior, con aprobación de la CEAMA, se estableció que la construcción de la presa se realice en el sitio denominado **El Pochote**, puesto que es la mejor opción técnica para resolver la problemática actual de la zona en estudio.





---

---

# CAPÍTULO III

---

---

## CÁLCULO DE ESCURRIMIENTO



---

---

### **III CALCULO DE ESCURRIMIENTOS.**

#### **III.1 ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES NATURALES DE LA CUENCA (IDEOGRAFÍA, FISIAGRÁFICA, OROGRAFÍA, GEOLOGÍA, ETC.).**

Para alcanzar el objetivo de este proyecto que consiste en la construcción de la Presa, para garantizar las crecientes demandas de agua para consumo doméstico de la comunidad de Huautla, población que sufre un escaso déficit de agua para el consumo humano en la época de estiaje y para su utilización en riego, es fundamental conocer las características más importantes de la cuenca de aportación del sitio seleccionado denominado El Pochote, por ello a continuación se hace una descripción breve pero concreta de dichas características, obviamente tomando en cuenta sólo los aspectos que son de interés.

#### **Localización.**

La cuenca del sitio El Pochote, se localiza en la porción sur del Estado de Morelos; aproximadamente a 5 km en línea recta de la población de Huautla al Norte, está situada en la Región Hidrológica No. 18 Parcial, Cuenca del río Amacuzac; la superficie de esta cuenca es una parte de la cuenca del arroyo Ajuchitlán; colinda al norte con la cuenca del río Quilamula, al oeste con la misma cuenca, al este con la cuenca del sitio identificado con el nombre de La Virgen; la dirección general del escurrimiento de la corriente principal es de norte a sur.

Con un extensión de 2.19 Km<sup>2</sup>, la cuenca está situada entre los paralelos 18°28'42" y 18°29'32" de latitud Norte y, entre los meridianos 98°59'16" y 99°00'20" de longitud Oeste. La cuenca que se ha limitado para su estudio en este trabajo, está ubicada en su totalidad dentro del estado de Morelos, dentro del municipio de Tlaquiltenango.

#### **Vías de Comunicación.**

La cuenca en estudio cuenta con una red de carreteras y caminos importantes, que en general se encuentran en buenas condiciones: Para llegar al sitio se viene por Cuernavaca por la carretera de cuota No. 95 hasta llegar a Tequesquitengo, para tomar la carretera federal hasta Jojutla. Al llegar a Jojutla se toma la carretera vecinal que pasa por La Mezquitera, Valle de Vázquez (Los Hornos), Quila Mula y antes de llegar al poblado de Huautla, se encuentra el sitio donde se localiza la boquilla El Pochote a unos 5 km antes de llegar a este último poblado, por el lado este se llega por el camino que comunica a la localidad de Ajuchitlán con la localidad de Huautla, todas estas en el municipio de Tlaquiltenango.

En cuanto a medios de comunicación se refiere, en las principales localidades se cuenta con teléfono y correo, así como recepción de radio y televisión particularmente en Huautla y Ajuchitlán.



---

---

## **Población.**

En la cuenca del sitio el Pochote no se tienen asentamientos humanos. La población se encuentra en la localidad de Huautla con aproximadamente 950 habitantes y la localidad de Ajuchitlan con una población similar a la de Huautla.

## **Precipitación.**

Con base en el análisis de la precipitación total mensual registrada en la estación Huautla, se determinó que la variación de la precipitación está muy bien definida en dos periodos. El primer periodo corresponde a la época de sequía, bastante prolongada, abarcando los meses de noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo, abril y mayo; el segundo periodo corresponde a la época de lluvias, abarcando los meses de julio, agosto, septiembre y octubre donde se tienen las últimas lluvias.

En la cuenca del sitio el Pochote, la precipitación media anual es de 927.54 mm. Asimismo, la precipitación máxima en 24 horas tiene un valor medio anual en toda la cuenca del orden de 60.13 mm.

## **Clima.**

Con base en los datos climatológicos de la zona en estudio se determinó que el clima predominante se clasifica como (A)Ca(w1)(w)(i)gw", semicálido cálido húmedo con lluvias en verano, porcentaje de lluvia invernal menor de 5% respecto a la lluvia total anual y sequía de medio verano.

## **Orografía.**

Se encuentran en el territorio municipal algunas alturas dominantes, tales como el cerro de Santa María, el del Guajolote, el de Huautla con una altura de 1,642 metros, el de Palo Verde, el de tierra negra de la Ciénega, el Limón y los límites con el Estado de Puebla y Municipio de Tepalcingo, conocido con el nombre Tetillas, cerro Picacho del Entierro, Temazcales y Cueva de San Martín.

## **Hidrografía.**

La cuenca del sitio El Pochote como ya se mencionó se localiza en la región hidrológica No. 18 (parcial) cuenca del río Amacuzac perteneciente a la cuenca del río Balsas, cuenta con un gran territorio regado, siendo esta zona una de las más importantes del sistema hidrológico nacional, al representar la extensa cuenca del río Balsas – Mexcala



– Amacuzac, como una de las principales corrientes del país, debido al enorme caudal transportado y que pertenece a la vertiente del Océano Pacífico, en donde confluyen varias cuencas hidrológicas significativas.

El arroyo que forma parte de la cuenca del sitio el Pochote, primero se une al arroyo Ajuchitlán que es afluente del río Amacuzac y que posteriormente va a formar parte del río Balsas.

## **Fisiografía.**

La zona en estudio se localiza dentro de lo que se conoce como porción sur del Eje Neo volcánico Transmexicano en donde se observa una porción pequeña de la provincia de la Cuenca Morelos – Guerrero, muy cerca de su límite con la provincia de la sierra Madre del Sur. A continuación se hace una descripción de estas provincias.

La provincia del Eje Neo volcánico Transmexicano que atraviesa de manera longitudinal a la República Mexicana en dirección Oeste – Este, y se encuentra constituida por una cadena montañosa compuesta totalmente de lavas, materiales piroclásticos. Las rocas volcánicas del Eje Neo volcánico más próximas a la zona de interés se encuentran al sur y son conocidas como Grupo Ixtlilco que es correlacionable con el Grupo Buenavista, que corresponden a una toba vítrea ácida con textura afanítica deleznable de color verde.

La Provincia Fisiográfica de la Cuenca Morelos – Guerrero, se caracteriza por la presencia de sierras alargadas, cuyos ejes tienen una orientación general Noroeste – Sureste, las cuales están conformadas por rocas sedimentarias marinas de edad cretácica. En general las sierras están separadas por valles, los cuales se asocian a estructuras de fosas tectónicas relacionadas con fallas de tipo normal.

## **Geología.**

Como se mencionó anteriormente, el área de estudio se ubica entre el Eje Neo volcánico Transmexicano en porción sur de la provincia y la Sierra Madre del Sur, con la aparición de algunas zonas que pertenecen a la Provincia de la Cuenca Morelos – Guerrero.

El primero se encuentra, fundamentalmente, conformado por lavas y piroclastos procedentes de aparatos volcánicos, que tuvieron una gran actividad volcánica desde el Terciario hasta el Cuaternario.

Observándose diferentes tipos de vulcanismo en la zona donde se aprecian tobas riolíticas cristalinas, y vitrificadas así como tobas líticas de tipo andesítico que se encuentran en un estado de alteración.

Y la segunda, fueron procesos sedimentarios que se originaron en la Cuenca de Morelos–Guerrero, con depósitos del Cretácico Inferior al Cretácico Superior.



---

---

### **III.2 ESTUDIO HIDROMETEREOLÓGICO DE LA CUENCA Y DE LA ZONA DE PROYECTO.**

En el transcurso de su desarrollo la hidrología ha sido definida de diversas formas, una de ellas, quizás la más sencilla, es la que se basa en su definición etimológica que tiene su origen en la palabra de origen griego compuesta de dos partes: hidros que significa agua y logos que expresa el concepto de tratado o ciencia, por lo tanto la hidrología es la ciencia del agua. Sin embargo, la hidrología está relacionada primordialmente con las ciencias que estudian alguna componente de la naturaleza y, por su enfoque y técnicas de trabajo está en conexión con las matemáticas (probabilidad y estadística) y otras ciencias y disciplinas como son: geografía física, hidráulica, topografía, cartografía, geomorfología, geología, edafología, ecología, física, química y biología.

El nivel actual de desarrollo de las actividades humanas y de las ciencias en general no puede conformarse con una definición tan simple como la anterior, por lo que para describir a la hidrología como una ciencia se ha adoptado la definición propuesta por el U. S. Federal Council For Science and Technology (1962), que hasta el momento se considera la más completa, definiendo textualmente a la hidrología como la ciencia que trata las aguas de la tierra, su ocurrencia, su circulación, distribución, sus propiedades físicas y químicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos, considerándose todas las fases del ciclo hidrológico como conceptos fundamentales.

En esta definición, el ciclo hidrológico se refiere a las diferentes fases que puede presentar el agua al verse influenciada por los cambios de temperatura, dentro de estas fases la de mayor importancia para nuestros fines es la líquida en la etapa de precipitación. La precipitación como todo fenómeno natural se manifiesta de diferentes formas y con diferente cantidad, por ello algunas veces la naturaleza parece trabajar demasiado, generando lluvias torrenciales que hacen crecer los ríos en exceso y en otras ocasiones, la maquinaria del ciclo hidrológico parece detenerse completamente y con ella la precipitación y el escurrimiento; estas dos condiciones extremas, provocan que el escurrimiento de los ríos no sea uniforme ni continuo, presentándose dos situaciones críticas.

- ❖ Épocas de escurrimiento muy reducido (estiaje), en las que no se dispone del agua suficiente para su aprovechamiento en los usos más comunes: agua potable, riego o generación de energía hidroeléctrica.
- ❖ Épocas de avenidas o crecientes extraordinarias, en las que el escurrimiento es excesivo desbordándose de su cauce natural y originando daños cuantiosos, en ocasiones invaluable, como puede ser la pérdida de vidas humanas.



Estas dos condiciones extremas son vitales para poder establecer un pronóstico con respecto a la disponibilidad hidrológica que se tiene en cierto lugar o zona que se está estudiando. Por desgracia, no siempre es posible satisfacer las necesidades humanas y con frecuencia la escasez de agua impide disponer de la cantidad necesaria y otras veces su exceso produce grandes daños.

En el caso particular de la zona en estudio, la distribución espacial y temporal de la lluvia y los escurrimientos exige un análisis profundo y minucioso de su ocurrencia, para poder determinar la disponibilidad hidrológica en la cuenca de aportación del sitio propuesto para almacenamiento (EL Pochote).

En este sentido, la determinación de escurrimientos tiene como objetivo la obtención de la matriz de volúmenes mensuales de agua que escurren hasta un sitio específico de un cauce, siendo éstos los ingresos a un vaso de almacenamiento para fines de simular su funcionamiento.

El escurrimiento es uno de los parámetros importantes en un análisis hidrológico, ya que con él se define el potencial hídrico de una cuenca y a partir de éste, considerando los volúmenes de agua que se utilizan aguas arriba del sitio, se puede estimar la disponibilidad hidrológica en la cuenca.

Los métodos que se pueden aplicar para obtener escurrimientos se clasifican en directos e indirectos: los primeros son aquellos que utilizan los registros históricos de medición de caudales; los segundos hacen uso de modelos matemáticos, para estimar los escurrimientos a partir de los registros históricos que se obtienen de la medición de gastos de cuencas vecinas o de la medición de lluvia en su cuenca propia y en cuencas cercanas.

La determinación de escurrimientos se realiza a través de sumas algebraicas, así, de acuerdo a los criterios de un método directo, si delimitamos hidrológicamente una determinada superficie y consideramos que su funcionamiento hidráulico está sujeto a la ley de continuidad, entonces, el volumen de agua que escurre por una estación hidrométrica será igual a la suma del volumen de agua que se ha medido en ésta y el volumen de agua que se extrae, aguas arriba, en su cuenca de aportación. Esta metodología es un procedimiento de excelente precisión, sin embargo es muy estricta y limitada su aplicación, ya que se requiere necesariamente de una red de estaciones hidrométricas con información confiable, que midan tanto escurrimientos como volúmenes de agua aprovechados para cubrir las necesidades locales.

En los métodos indirectos, el escurrimiento se determina restando a los volúmenes de agua que se generan en la cuenca de aportación de una determinada sección del cauce, en la que se ha ubicado un sitio de interés, los volúmenes que se pierden durante el recorrido del agua (infiltración y evapotranspiración). El volumen de agua que se genera en la cuenca hidrológica, se puede determinar a través de modelos matemáticos, si se conoce la lámina de precipitación, pero se tienen algunos inconvenientes: en primer lugar se requiere de una red



de medición climatológica suficiente y confiable, que facilite la obtención de un registro amplio de datos de lluvia; en segundo lugar, se trata de un método indirecto cuyos resultados podrían diferir con la ocurrencia real del fenómeno de lluvia y su relación con el volumen de agua escurrido.

En resumen, la calidad de los resultados obtenidos difiere relativamente en función de la cantidad y calidad de la información utilizada, con mayor precisión en los métodos directos y más incertidumbre en los indirectos, sin embargo, el nivel y los alcances de este estudio, así como el contraste en la dificultad para desarrollar cada metodología, en esta ocasión se decidió utilizar los métodos indirectos. Esta decisión tiene como argumentos, por un lado que en la cuenca del sitio seleccionado (El Pochote) y en la zona del proyecto, no se cuenta con información hidrométrica, puesto que solamente existe la Estación Hidrométrica Xicatlacotla y la misma se encuentra muy retirada de la zona en estudio, además de que las características de la cuenca de esta estación son muy diferentes a la cuenca del sitio selecciona de modo que un método directo no se puede aplicar. Por otro lado, en la cuenca de aportación del sitio El Pochote si se cuenca con registros amplios de información de precipitaciones confiables para la estimación de escurrimientos.

Por lo tanto, para la determinación del volumen medio anual de escurrimiento natural en el sitio El Pochote, se utilizó una metodológica que se basa en información climatológica (método indirecto).

Como se mencionó en capítulos anteriores, la metodología que se empleo fue la del **APÉNDICE NORMATIVO "A" METODOS PARA DETERMINAR EL VOLUMEN MEDIO ANUAL DE ESCURRIMIENTO NATURAL**, de la Norma Oficial Mexicana **NOM-011-CNA-2000**, Conservación del recurso agua- Que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales, la cual nos indica que el volumen medio anual de escurrimiento natural se determina indirectamente, mediante la siguiente expresión:

$$\text{VOLUMEN ANUAL DE ESCURRIMIENTO NATURAL DE LA CUENCA} = \text{PRECIPITACION ANUAL DE LA CUENCA} \times \text{AREA DE LA CUENCA} \times \text{COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO}$$

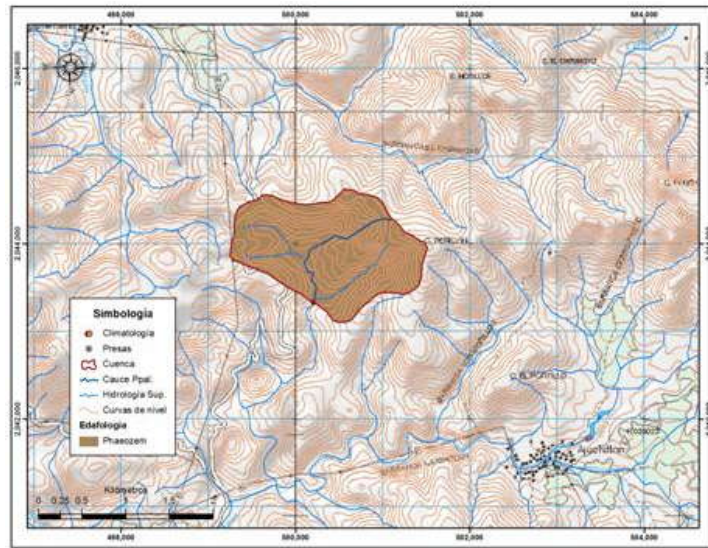
La estación climatológica que se utilizó como base para estimar escurrimientos es la de Huautla, que como ya se mencionó cuenta con un registro amplio de 47 años (1962 a 2008), en donde su área de influencia abarca la totalidad de la cuenca del sitio El Pochote, por lo tanto, la precipitación media anual de la cuenca El Pochote, es la media anual de dicha Estación (927.54 mm).

El coeficiente de escurrimiento se determinó en función del tipo y uso de suelo y del volumen de precipitación anual de la cuenca en estudio.



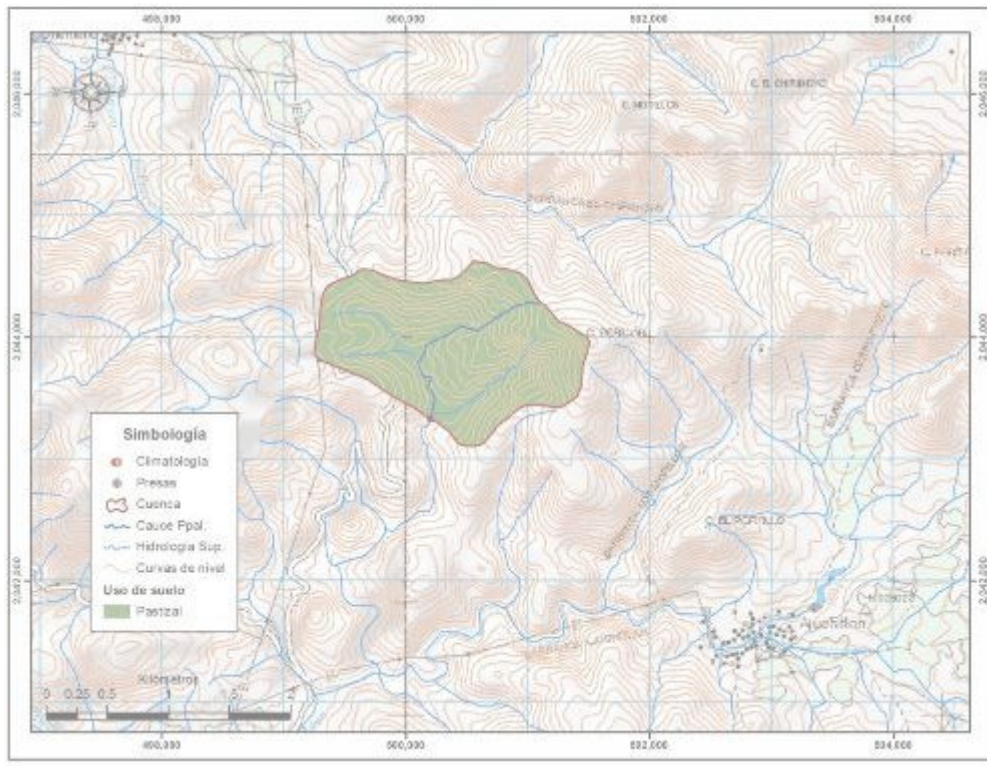
En las siguientes figuras se puede observar el tipo y uso de suelo para obtener el para parámetro K y calcular el coeficiente de escurrimiento de la cuenca del sitio El Pochoche.

Figura I.4.1. Edafología Sitio La Parota.



Fuente: ArcView, Carta Vectorial Edafológica

Figura I.4.2. Uso de Suelo Sitio La Parota.



Fuente: ArcView, Carta Vectorial Uso de Suelo





En el I.4.1, se puede ver el parámetro K para el sitio El Pochote.

Cuadro I.4.1. Cálculo de K Sitio El Pochote.

Cobertura	Área	%	K	K ponderado
Pastizal	2.19	1.00	0.3	0.30
Selva	-	0.00	0.3	0.00
Localidad	-	0.00	0.0	0.00
Selva	-	0.00	0.0	0.00
Suma	2.19	1.00		0.30

En el Cuadro I.4.2, se presentan los escurrimientos anuales del sitio El Pochote.

Cuadro I.4.2. Escurrimiento anual del sitio El pochote

Area de la cuenca= 2,185,524.96 m <sup>2</sup> K de la cuenca= 0.3000 $C_e = K (P-250) / 2000 + (K-0,15) / 1,5$			
Año	Precipitación Anual (mm)	Coefficiente de Esc.	Escurrimiento anual (m <sup>3</sup> )
1962	872.2	0.19333	368528.5
1963	932.5	0.202375	412440.7
1964	705	0.16825	259238.8
1965	996.7	0.212005	461813.2
1966	892.8	0.19642	383261.9
1967	775	0.17875	302763.5
1968	802.4	0.18286	320675.2
1969	1146.5	0.234475	587525.0
1970	474.9	0.133735	138804.3
1971	1050.6	0.22009	505351.4
1972	507.9	0.138685	153944.3
1973	1756	0.3259	1250733.1
1974	909	0.19885	395043.8
1975	2125	0.38125	1770616.7
1976	1460.4	0.28156	898666.5
1977	1360.1	0.266515	792224.5
1978	924.1	0.201115	406180.6
1979	920.5	0.200575	403511.9
1980	1127.9	0.231685	571115.9
1981	1259.7	0.251455	692282.2
1982	576.1	0.148915	187496.0
1983	674.7	0.163705	241395.1
1984	852.8	0.19042	354907.8
1985	1543.4	0.29401	991736.7
1986	689	0.16585	249741.4
1987	683.6	0.16504	246573.9
1988	585.1	0.150265	192151.5
1989	926.8	0.20152	408187.7
1990	1045.7	0.219355	501314.7
1991	1004.6	0.21319	468075.4
1992	1120.6	0.23059	564737.8
1993	523.1	0.140965	161158.0
1994	884.3	0.195145	377148.9
1995	999.6	0.21244	464107.2
1996	613	0.15445	206920.8
1997	630.1	0.157015	216225.2
1998	949.5	0.204925	425251.3
1999	630.4	0.15706	216390.2
2000	450.9	0.130135	128242.0
2001	953	0.20545	427912.3
2002	906.6	0.19849	393287.5
2003	792.4	0.18136	314081.1
2004	1012.8	0.21442	474618.6
2005	839.7	0.188455	345849.8
2006	765.7	0.177355	296795.9
2007	974.7	0.208705	444589.9
2008	966.9	0.207535	438559.7
PROM	927.54	0.2016	442812.30



---

---

Finalmente, se obtuvo la matriz de escurrimiento a nivel mensual del sitio El Pochote, multiplicando el coeficiente de escurrimiento que se determinó por año por la precipitación mensual del respectivo año y por el área de la cuenca. En el Cuadro I.4.3, se muestran los resultados obtenidos.



**Cuadro I.4.3. Registro de escurrimientos del sitio El pochote (Metros cúbicos)**

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1962	0	0	0	0	4,648	70,689	0	124,139	124,519	38,661	5,873	0	368,529
1963	0	0	17,559	0	42,328	72,448	166,303	73,598	27,865	12,340	0	0	412,441
1964	0	0	0	0	35,117	70,233	30,520	30,594	81,633	11,142	0	0	259,239
1965	14,364	0	0	13,298	27,801	105,642	84,328	107,495	57,918	49,114	0	1,853	461,813
1966	0	0	7,684	15,411	34,772	54,948	86,715	63,963	104,745	15,025	0	0	383,262
1967	16,017	0	0	0	0	59,967	12,111	130,481	56,451	27,737	0	0	302,764
1968	0	6,394	0	2,997	59,147	65,142	30,733	61,146	59,147	31,572	0	4,396	320,675
1969	6,662	0	0	0	11,274	87,885	98,647	164,241	218,817	0	0	0	587,525
1970	0	0	0	0	8,184	30,076	37,704	17,245	45,596	0	0	0	138,804
1971	0	0	0	0	2,694	81,772	82,734	81,772	223,190	33,190	0	0	505,551
1972	0	0	0	0	22,035	71,986	37,584	6,668	15,670	0	0	0	153,944
1973	0	0	0	0	3,561	198,721	264,249	428,070	203,707	152,424	0	0	1,250,733
1974	0	0	0	0	3,911	110,386	76,488	93,003	111,255	0	0	0	395,044
1975	0	0	4,999	84,156	84,156	648,254	450,778	295,797	202,475	0	0	0	1,770,617
1976	0	0	0	8,615	28,799	317,832	225,836	83,688	127,748	106,149	0	0	898,666
1977	0	11,184	0	0	128,727	306,557	103,156	163,384	72,285	6,640	0	291	792,224
1978	1,319	440	11,340	0	22,548	114,896	75,777	75,953	60,085	43,383	440	0	406,181
1979	0	0	0	1,841	34,631	36,165	97,755	107,530	105,075	14,510	0	6,006	403,512
1980	44,812	0	0	0	30,432	99,347	79,396	114,132	162,084	39,799	1,114	0	571,116
1981	3,078	0	0	15,223	12,530	269,010	151,239	66,662	139,918	32,809	1,814	0	692,282
1982	0	7,844	0	3,971	18,519	40,747	28,054	16,696	55,946	14,320	0	1,399	187,496
1983	0	0	0	4,365	5,331	43,936	49,088	71,628	61,753	0	5,295	0	241,395
1984	5,202	0	0	0	35,832	55,975	93,097	74,744	86,272	3,787	0	0	354,908
1985	0	0	0	4,369	18,634	472,479	255,484	94,072	121,252	14,201	11,245	0	991,737
1986	0	0	0	6,162	44,402	66,368	50,564	41,140	26,170	14,934	0	0	249,741
1987	0	0	1,623	4,978	8,837	52,049	68,785	42,599	64,457	1,984	1,262	0	246,574
1988	0	0	1,445	1,741	8,933	55,304	25,123	40,197	41,182	18,227	0	0	192,151
1989	0	0	0	1,013	11,847	109,182	77,515	110,679	50,341	38,669	8,941	0	408,188
1990	0	0	0	11,745	55,947	111,078	95,881	71,240	115,009	22,868	17,546	0	501,315
1991	0	0	0	0	59,173	127,432	65,324	100,967	84,660	27,117	3,401	0	468,075
1992	39,813	3,276	0	0	45,457	79,071	142,974	113,189	72,117	29,230	39,611	0	564,738
1993	2,311	1,078	0	678	0	48,122	28,097	22,490	41,283	6,254	10,845	0	161,158
1994	0	0	0	2,772	10,406	81,972	56,041	127,181	41,626	56,297	853	0	377,149
1995	0	77,723	0	0	35,286	94,112	47,544	114,402	56,179	5,943	7,382	25,536	464,107
1996	0	0	0	0	7,595	55,899	46,718	45,131	30,110	15,527	0	5,941	206,921
1997	0	0	0	5,834	22,820	9,437	41,214	65,372	50,788	17,844	858	2,059	216,225
1998	0	0	0	0	448	70,315	82,229	64,224	120,029	82,632	5,374	0	425,251
1999	0	0	0	0	0	35,012	42,324	56,775	54,475	27,804	0	0	216,390
2000	0	0	0	0	11,519	11,092	25,313	30,973	38,225	11,121	0	0	128,242
2001	0	0	8,980	13,336	66,050	75,435	72,965	81,047	83,831	24,696	0	1,572	427,912
2002	0	3,254	0	0	13,665	78,302	44,552	27,200	169,531	43,164	9,283	4,338	393,287
2003	9,870	0	0	0	9,909	105,275	62,230	49,903	66,391	9,909	595	0	314,081
2004	7,639	0	4,592	515	67,481	80,743	109,610	76,151	90,631	36,506	750	0	474,619
2005	41	0	1,936	0	24,136	37,522	104,080	92,795	66,971	15,898	2,471	0	345,850
2006	0	0	0	2,209	16,784	40,699	74,422	55,235	72,988	27,521	6,822	116	296,796
2007	0	411	2,782	10,947	34,164	76,630	120,373	105,548	57,062	35,989	684	0	444,590
2008	0	0	0	0	46,355	83,231	153,625	84,410	58,148	12,791	0	0	438,560
MAX	44,812	77,723	17,559	84,156	128,727	648,254	450,778	428,070	223,190	152,424	39,611	25,536	1,770,617
MED	3,215	2,375	1,339	4,600	27,167	107,859	90,538	88,629	86,758	26,164	3,031	1,138	442,812
MIN	0	0	0	0	0	9,437	0	6,668	15,670	0	0	0	128,242
%MED	0.73	0.54	0.30	1.04	6.13	24.36	20.45	20.01	19.59	5.91	0.68	0.26	100.00
Q(L/s)	1.20	0.98	0.50	1.77	10.14	41.61	33.80	33.09	33.47	9.77	1.17	0.43	14.04

### III.3 CÁLCULO Y AMPLIACIÓN DE DATOS (CLIMATOLÓGICOS, HIDROMÉTRICOS Y CÁLCULO DE LA EVAPORACIÓN NETA).

Existen muchos métodos para establecer una ecuación que genere datos sintéticos, algunos muy simples y otro con cierta complicación porque es más difícil calcular algunos parámetros debido a la poca información que se tiene. En este caso no se utilizaron métodos de análisis para completar o ampliar registros climatológicos o hidrométricos, dado que la información de la estación climatológica base (Huatla), que se utilizó para el cálculo de escurrimiento mensual y la avenida máxima probable en la cuenca del sitio El Pochote, cuenta con un periodo amplio y completo de información (47 años de 1962 a 2008, tanto en precipitación



---

---

total como en precipitación máxima en 24 horas). Con respecto a la información hidrométrica, tampoco se realizaron complementos o ampliaciones de datos, toda vez que esta información no se utilizó para la determinación de escurrimientos.

## **Evaporaciones Netas.**

Las evaporaciones netas se utilizan para estimar la cantidad de agua que se pierde debido a la incidencia de los rayos solares sobre el agua almacenada en un vaso, la cual en ocasiones puede representar una parte importante del potencial hidrológico de una cuenca. La estimación de este parámetro es muy sencilla, en primer lugar se agrupan los valores medios mensuales de precipitación y evaporación en un vector de 12 datos, posteriormente se restan los valores medios mensuales de precipitación al 70% de los valores medios mensuales de evaporación, obteniéndose finalmente la evaporación neta.

Para realizar este cálculo, se utilizan las estaciones climatológicas más cercanas al sitio, que disponen de un registro de precipitaciones y evaporaciones totales en un mismo período, de estos registros se calculan los valores medios mensuales de cada parámetro y finalmente con éstos se calculan las evaporaciones netas.

La estación climatológica que puede servir para estimar evaporaciones netas se conoce con el nombre de Huautla, se localiza en la población que se identifica con el mismo nombre, en el municipio de Tlalquitenango, está ubicada en las coordenadas  $18^{\circ}26'35''$  de latitud Norte y  $99^{\circ}00'59''$  de longitud Oeste. Las instalaciones cuentan con equipo para medir varios parámetros climatológicos, de los cuales son de interés los registros de precipitación y evaporación; de éstos, se logró reunir 47 años con mediciones (1962-2008), que sirvieron para estimar las evaporaciones netas que se indican en el Cuadro I.4.4.



Cuadro I.4.4. Evaporaciones netas mensuales.

MES	EVAPORACIÓN (mm)	PRECIPITACIÓN (mm)	EVAP. NETA (mm)
ENE	151.75	7.01	99.22
FEB	163.23	5.24	109.02
MAR	208.88	2.96	143.26
ABR	230.19	8.50	152.64
MAY	227.98	60.76	98.83
JUN	194.56	216.16	-79.97
JUL	180.20	190.48	-64.34
AGO	173.02	186.88	-65.77
SEP	153.91	189.30	-81.56
OCT	151.78	56.35	49.89
NOV	156.25	6.73	102.65
DIC	154.69	2.74	105.55
<b>ANUAL</b>	<b>2,032.00</b>	<b>927.54</b>	<b>494.86</b>

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA : HUAUTLA  
PERIODO DEL REGISTRO : 1962 – 2008

Cabe mencionar que la estación climatológica Huautla tiene el registro histórico de mediciones más amplio con respecto a las estaciones localizadas a su alrededor, además de ser la más cercana al sitio y de tener total influencia en la cuenca del sitio el Pochote.

### **III.4 CÁLCULO DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE (MÉTODOS ESTADÍSTICOS, HIDROLÓGICOS, EMPÍRICOS, FORMA DE LA AVENIDA).**

En un proyecto de este tipo, el análisis hidrológico tiene como objetivo principal la determinación del comportamiento del agua superficial en un cauce o un vaso de almacenamiento, debido al escurrimiento o depósito del agua que se precipita y escurre por los cauces de acuerdo a la dinámica del ciclo hidrológico. En esta parte del estudio es de interés el análisis de las avenidas extraordinarias que pueden presentarse en la cuenca del sitio El Pochote, para determinar la cantidad de agua excedente y definir las políticas más adecuadas para abatir los picos, almacenando estos volúmenes de agua y de ser posible complementar el abasto de las demandas para riego en la época de sequías.

Vale la pena señalar que el conocimiento anticipado de los efectos de una avenida constituye la base para tomar las medidas preventivas más convenientes, en caso de que se tenga la ocurrencia de algún evento hidrológico extraordinario que pueda ocasionar problemas por inundación, debido al desbordamiento de un cauce o un vaso de almacenamiento. En este sentido, el tránsito de avenidas en vasos es el análisis por medio del cual se puede conocer la

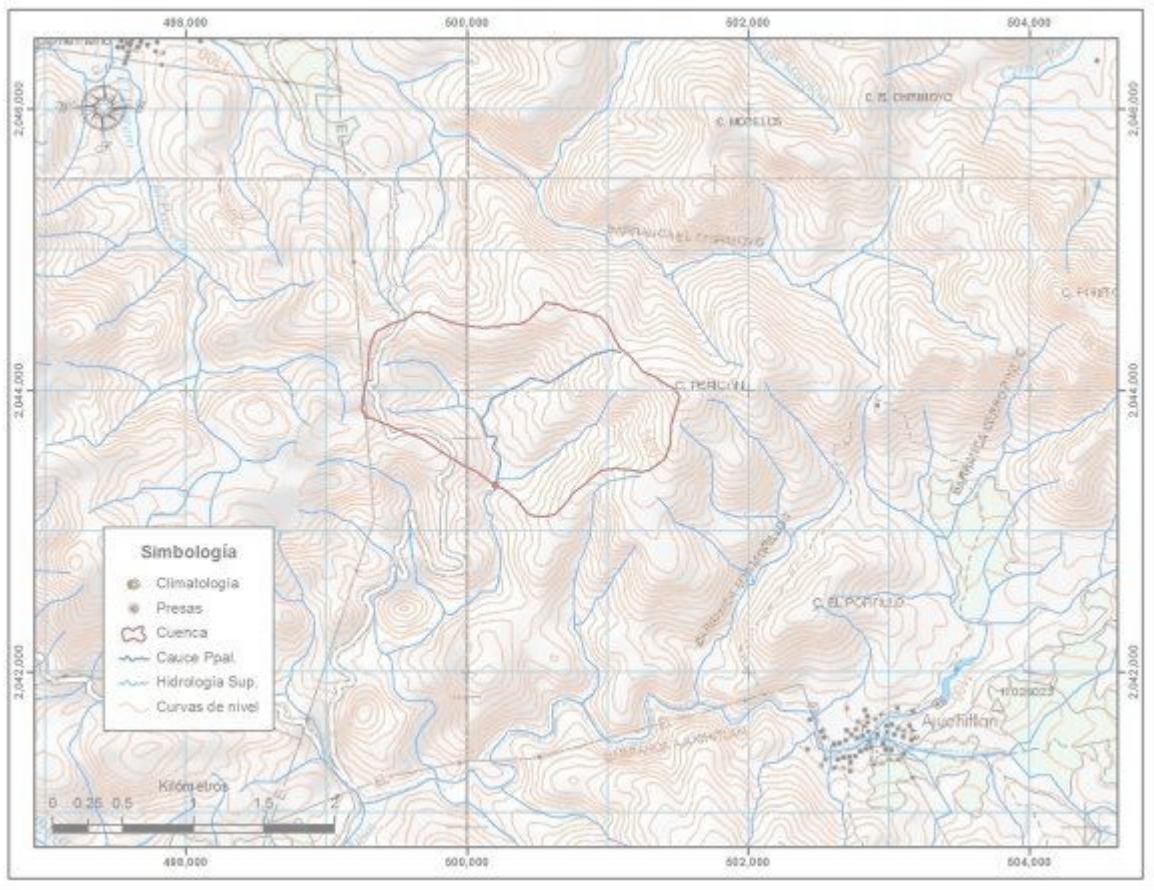


evolución, con respecto al tiempo, de los niveles del agua en un almacenamiento cuando se presenta una avenida extraordinaria, para tal propósito es fundamental la determinación de los parámetros más importantes de los hidrogramas de las posibles avenidas.

Sin duda el gasto pico es uno de los parámetros de peso en la forma de un hidrograma, ya que su valor puede influir considerablemente en los efectos de una avenida extraordinaria, condicionando la capacidad de conducción de un cauce, por lo anterior, es recomendable hacer la estimación más precisa de este parámetro, a fin de no sub o sobre estimarlo con métodos inadecuados.

En la siguiente figura se observa la cuenca de aportación del sitio propuesto El Pochote.

Figura I.4.3. Cuenca Sitio El Pochote.



Fuente: ArcView, Carta Vectorial Topográfica.



En cuanto a la longitud del cauce principal, también se determinó mediante medición directa en Auto Cad, en tanto que su pendiente media se calculó con base en el procedimiento propuesto en el método de **Taylor y Schwarz**, el cual requiere también de planos topográficos; los resultados de los parámetros se muestran en el cuadro I.4.5.

Cuadro I.4.5. Resultado de los parámetros obtenidos.

PARÁMETRO	VALOR
Área	2.19 Km <sup>2</sup>
Longitud del cauce principal	1.77 Km.
Desnivel máximo	287.28 m.
Pendiente media del cauce principal	0.079037 milésimas

Por otro lado, el gasto pico se estimó para diferentes periodos de retorno, definido éste como el número de años que, en promedio, se presenta un evento de interés como puede ser un gasto máximo; también se conoce como intervalo de recurrencia o simplemente frecuencia y se acostumbra a denotarlo con la abreviatura  $T_r$ ; usualmente cuando se tienen datos de un cierto periodo y se desea aplicar algún método estadístico para extrapolarlos a periodos de retorno mayores al de las mediciones, es necesario asignar un  $T_r$  a cada dato registrado, para esto se recomienda el uso de la siguiente expresión:

$$T_r = \frac{n + 1}{m}$$

Dónde:

- $T_r$**  : Periodo de retorno de cada dato, en años
- $n$**  : Número total de datos
- $m$**  : Número de orden de cada dato, (ordenados de mayor a menor)

En hidrología se prefiere trabajar con periodos de retorno en lugar de probabilidades, pues es un concepto que resulta más claro ya que tiene las mismas unidades (tiempo) que la vida útil de una obra hidráulica (obras de protección) y puede compararse razonablemente con ella.

Diversos estudios elaborados por especialistas en hidrología y conocimientos adquiridos de experiencias prácticas, han permitido establecer el periodo de retorno más adecuado para el análisis de inundaciones debidas al desbordamiento de un cauce natural o la falta de capacidad de conducciones de drenaje pluvial, tomando en cuenta básicamente el costo asociado a las obras requeridas, el tipo y la magnitud de los posibles daños, así como también su costo asociado.

Al respecto, para el estudio de inundaciones en zonas habitadas, provocadas por la falta de capacidad hidráulica del encauzamiento de un río, la Subgerencia de Ingeniería Operativa de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos recomienda utilizar los periodos de retorno que se indican en el Cuadro I.4.6.



Cuadro I.4.6. Encauzamiento de corrientes libre.

ZONA	DESCRIPCIÓN	PERIODO DE RETORNO (años)
D	PARA PROTECCIÓN A POBLACIONES PEQUEÑAS	50 - 100
E	PARA PROTECCIÓN A POBLACIONES MEDIANAS	100 – 500
F	PARA PROTECCIÓN A POBLACIONES GRANDES	500 – 1,000

Por lo anterior, en acuerdo con la supervisión de la CEAMA, el estudio hidrológico se realizó para tormentas con periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1,000 años, con el propósito de contar con datos comparativos que ayuden a evaluar los posibles efectos de escurrimientos más grandes.

Una vez definido el periodo de retorno, se procedió a determinar el gasto máximo (pico) de los escurrimientos que se estima se pueden presentar en la cuenca del sitio El Pochote.

Como ya se ha indicado anteriormente, los modelos lluvia-escurrimiento constituyen métodos indirectos para la estimación de caudales en una cuenca no aforada; son modelos que utilizan herramientas matemáticas y que tienen como base los registros de precipitación particulares de la cuenca en estudio. Aunque la precisión de los resultados que se obtienen está sujeta al acierto de la interpretación subjetiva de las características de la cuenca, y al origen de los modelos numéricos que se utilizan, usualmente creados en el extranjero, en ocasiones estos métodos representan el único medio posible para la estimación de caudales.

Para la estimación del gasto pico en la cuenca del sitio El Pochote, con la metodología propuesta por el instructivo de la CNA, se utilizó la información de las precipitaciones máximas en 24 horas. Se probaron tres modelos lluvia-escurrimiento: **el Método del Hidrograma Unitario Triangular, el Método Racional Americano y el Método de Chow**, que pueden ser los que mejor se ajustan a las características de la zona de estudio.

### **Método del Hidrograma Unitario Triangular.**

Para la aplicación de este método es necesario determinar previamente el tiempo de concentración ( $t_c$ ), para lo cual se utilizó el criterio de Soil Conservation Service:

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{3085H^{0.38}}$$

Dónde:

- T<sub>c</sub>** : Tempo de concentración según SCS, en hr
- L** : Longitud del cauce principal, en m
- H** : Desnivel total, en m

El resultado del Tiempo de Concentración corresponde a **0.20 hr.**





En este método es necesario calcular el valor de complejo hidrológico **SUELO-COBERTURA**, designado con la letra **N**, basado en el criterio del U. S. Soil Conservation Service, el cual determina una combinación específica de suelo, uso del terreno y su tratamiento. El valor de **N**, es un parámetro hidrológico de una cuenca o zona determinada que indica el potencial para generar escurrimiento, de manera que un alto valor de **N** producirá gran escurrimiento y viceversa.

El valor de los complejos hidrológicos para distintos usos y categorías del suelo se han concentrado en la Cuadro I.4.2; a partir de estos valores, las condiciones combinadas o especiales de una cuenca pueden ser evaluadas por pesado o ponderado con respecto al área de influencia, o bien por interpolación lineal, según sea el caso. Para determinar el tipo de suelo y la cobertura de la cuenca, se emplearon mapas vectoriales escala 1:250,000 editados por el INEGI.

En la edafología característica de la cuenca en estudio, se encontraron los tipos de suelo que se indican en el Cuadro I.4.7.

Cuadro I.4.7. Características Edafológicas de la cuenca del sitio El Pochote.

SUELO	AREA km <sup>2</sup>	CLAVE	TIPO	TEXTURA	%	z	z ponderada
Phaeozems háplicos	2.19	Hh	C	Media	1.00	2.00	2.00

En el Cuadro I.4.8, se indica la incidencia porcentual del uso y cobertura del suelo en la cuenca de aportación del sitio el Poche.

Cuadro I.4.8. Incidencia porcentual del uso de la cuenca del sitio El Pochote.

USO Y COBERTURA DEL SUELO	INCIDENCIA RESPECTO AL ÁREA TOTAL	
	CUENCA DEL SITIO EL POCHOTE	
	(km <sup>2</sup> )	(%)
PASTIZAL, NORMAL	2.19	100.0

Con los datos indicados en el Cuadro I.4.8, se determinó el valor de **N** asignado a cada uso y cobertura del suelo, según el subgrupo o tipo; los valores obtenidos para la cuenca del sitio El Pochote, se indican en el Cuadro I.4.9.

Cuadro I.4.9. Complejo hidrológico n para la cuenca del sitio El Pochote.

USO Y COBERTURA DEL SUELO	N PARA CADA SUBGRUPO O TIPO DE SUELO				N TOTAL PARA CADA USO Y COBERTURA DEL SUELO
	A	B	C	D	
PASTIZAL, NORMAL			79		79



Con base en lo anterior, el complejo hidrológico N representativo para la cuenca de aportación del Sitio el Pochote tiene un valor de 79.

Para poder determinar la precipitación de diseño ( $H_p$ ), se realizó un análisis de la lluvia máximas en 24 hr con las estaciones climatológicas inmersas dentro del área de aportación de la cuenca del Sitio El Pochote, aplicando el método de los polígonos de Thiessen.

Como se puede observar la estación climatológica que tiene influencia total en la cuenca en estudio es la estación climatológica Huautla, en él se puede consultar los registros históricos de precipitaciones máximas en 24 horas de la misma.

Conocidas las precipitaciones máximas en 24 hr de la estación climatológica representativa del área de interés, se realiza un ajuste estadístico de las precipitaciones máximas en 24 hr, utilizando el programa AX, con el fin de efectuar extrapolaciones a partir de los datos históricos de precipitaciones máximas en 24 hr; las predicciones se hicieron para los periodos de retorno que nos interesan, es decir 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1,000 años.

En el Cuadro I.4.10, se pueden ver las precipitaciones máximas en 24 hr asociadas a los periodos de retornos propuestos en la estación analizada.

Cuadro I.4.10. Precipitaciones Máximas en 24 hr.(mm) en la estación analizada.

ESTACIÓN CLIMATOLOGICA	TR (AÑOS)							
	2	5	10	25	50	100	500	1000
HUAUTLA	60.1	72.9	79.6	86.7	91.3	95.4	103.8	107.0

En el Cuadro I.4.11, se pueden ver las precipitaciones máximas en 24 hr asociadas a los periodos de retornos propuestos en la cuenca del Sitio El Pochote.

Cuadro I.4.11. Precipitaciones Máximas en 24 hr. (mm) en la cuenca del sitio El Pochote.

Tr (años)	Precipitaciones Máximas en 24 hr. (mm)
2	60.1
5	72.9
10	79.6
25	86.7
50	91.3
100	95.4
500	103.8
1000	107.0

Para obtener la precipitación de diseño ( $H_p$ ) se utilizó la fórmula de Emil Kuishiling y C.E. Gransky, quienes consideran que la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración (0.20 hr.). Estos autores sugieren las siguientes expresiones:



$$H_p = \frac{Ktc^{(1-e)}}{1-e}$$

$$K = \frac{hp'(1-e)}{24^{(1-e)}}$$

hp': Precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno.

Para apegar la distribución de la tormenta a la forma de la curva de máxima intensidad, este método sugiere emplear el coeficiente de Kuishiling (e), el cual depende del tiempo de concentración y cuyo valor oscila entre 0.45 y 0.80, en este caso se consideró un valor de 0.780. Por lo tanto, aplicando las ecuaciones anteriores se obtienen los resultados que se muestran en el Cuadro I.4.12.

Cuadro I.4.12. Resultados del tiempo de concentración.

Tr (años)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 hr (mm)	K	PRECIPITACIÓN DE DISEÑO (mm)
2	60.1	6.57	21.11
5	72.9	7.96	25.58
10	79.6	8.69	27.93
25	86.7	9.47	30.44
50	91.3	9.98	32.05
100	95.4	10.43	33.51
500	103.8	11.35	36.45
1000	107.0	11.70	37.59

Para determinar la precipitación en exceso (He) se aplicó el criterio del Servicio de Conservación de Suelos en EUA (SCS), que considera la siguiente expresión:

$$H_e = \frac{\left[ H_p - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{H_p + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Dónde:

- He : Precipitación en exceso, en mm
- Hp : Precipitación de diseño, en mm
- N : Números de escurrimientos, adimensional

El número de escurrimiento (N) para la cuenca en estudio es de 79, que fue determinado anteriormente.



Finalmente, el gasto pico ( $Q_p$ ) con el método de Hidrograma Unitario Triangular se determinó mediante las fórmulas siguientes:

$$Q_p = \frac{0.556heA}{ntp}$$

$$n = 2 + \frac{\text{área} - 250}{1,583.33}$$

$$t_p = 0.60t_c + \frac{d}{2} = 1.10t_c$$

En la ecuación que determina el tiempo pico ( $t_p$ ),  $d$  es la duración de la tormenta que es igual al tiempo de concentración ( $t_c$ ). Por otro lado, para las características de la cuenca,  $n$  tiene un valor de 2 (para áreas menores de 250 Km<sup>2</sup>).

Con los parámetros determinados anteriormente, se puede hacer el cálculo de los gastos picos para los diferentes periodos de retornos propuestos, utilizando este método.

Cuadro I.4.13. Calculo de los gastos picos de precipitación.

Tr (años)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 hr (mm)	PRECIPITACIÓN DE DISEÑO (mm)	PRECIPITACIÓN EN EXCESO (mm)	TIEMPO PICO (hr)	GASTO PICO (m <sup>3</sup> /s)
2	60.1	21.11	0.77	0.23	2.1
5	72.9	25.58	1.83	0.23	4.9
10	79.6	27.93	2.54	0.23	6.9
25	86.7	30.44	3.39	0.23	9.2
50	91.3	32.05	4.00	0.23	10.8
100	95.4	33.51	4.57	0.23	12.3
500	103.8	36.45	5.82	0.23	15.7
1,000	107.0	37.59	6.33	0.23	17.1

### Método Racional Americano.

El Método Racional Americano propone para la determinación del gasto pico la siguiente expresión:

$$Q_p = 0.278CiA$$

Dónde:

- $Q_p$  : Gasto pico, en m<sup>3</sup>/s
- $C$  : Coeficiente de escurrimiento, adimensional
- $i$  : Intensidad, en mm/hr
- $A$  : Área de cuenca, en km<sup>2</sup>
- 0.278 : Factor de conversión de unidades



$$C = \frac{he}{hp}$$

$$i = \frac{K}{(1+e)^{tc}} e$$

Finalmente se calculan los gastos picos para cada periodo de retorno (Tr) propuestos.

Cuadro I.4.14. Calculo de los gastos picos para cada periodo.

Tr (años)	Factor de conversión	Coefficiente de Ecurrimiento	Intensidad (mm/hr)	Área (Km <sup>2</sup> )	Gasto Pico (m <sup>3</sup> /s)
2	0.278	0.037	103.18	2.19	2.3
5	0.278	0.072	125.02	2.19	5.4
10	0.278	0.091	136.50	2.19	7.5
25	0.278	0.112	148.74	2.19	10.1
50	0.278	0.125	156.65	2.19	11.9
100	0.278	0.136	163.75	2.19	13.6
500	0.278	0.160	178.15	2.19	17.3
1000	0.278	0.168	183.67	2.19	18.8

### Método de Ven Te Chow.

Para determinar el gasto pico, según el método de Ven Te Chow, se utilizó, además de las ecuaciones indicadas anteriormente, las siguientes expresiones:

$$Q_p = A X Y Z$$

Factor de escurrimiento	$X = he / d$
Factor de conversión	$Y = 0.278$
Factor de reducción	$Z = Q_p / Q_e$
Área de cuenca	$A \text{ (km}^2\text{)}$

El factor de reducción de pico Z se calcula, según Chow, como una función del tiempo de retraso (tiempo que transcurre del centro de masa de la precipitación al pico del hidrograma) y de la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración.

El tiempo de retraso se calcula según Chow, como:

$$tr = 0.0050 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

Dónde:

- tr : Tiempo de retraso, en hr
- L : Longitud de Cauce, en m



S : Pendiente del cauce, en %

Utilizando la ecuación anterior se obtuvo un tiempo de retraso de 0.3090 hr.

Para determinar Z, se hace la relación del tiempo de concentración entre el tiempo de retraso, obteniéndose un valor de 0.6623. Con éste valor se obtuvo el valor de Z, el cual fue de 0.47. Finalmente con el valor de Z y conocida la precipitación en exceso (He) calculada anteriormente para cada uno de los periodos de retorno propuestos y la duración de la tormenta (0.20 hr.), se obtuvieron los resultados que se muestran en el Cuadro I.4.15.

Cuadro I.4.15. Calculo de la duración de la tormenta.

Tr (años)	ÁREA DE CUENCA (Km <sup>2</sup> )	X	Y	Z	Qp (m <sup>3</sup> /s)
2	2.19	3.77	0.278	0.47	1.1
5	2.19	8.96	0.278	0.47	2.6
10	2.19	12.42	0.278	0.47	3.6
25	2.19	16.59	0.278	0.47	4.8
50	2.19	19.54	0.278	0.47	5.6
100	2.19	22.34	0.278	0.47	6.4
500	2.19	28.45	0.278	0.47	8.2
1,000	2.19	30.94	0.278	0.47	8.9

Con base en los resultados obtenidos en cada uno de los métodos desarrollados, se elaboró un resumen que incluye los datos más relevantes, para cada periodo de retorno se indica el valor del gasto pico calculado, como se muestra en el Cuadro I.4.16.

Cuadro I.4.16. Resumen de gastos pico de las posibles Avenidas en la cuenca del Sitio El Pochote.

Tr (años)	METODO RACIONAL A. (m <sup>3</sup> /s)	METODO DEL HUT (m <sup>3</sup> /s)	METODO DE VEN TE CHOW (m <sup>3</sup> /s)
2	2.3	2.1	1.1
5	5.4	4.9	2.6
10	7.5	6.9	3.6
25	10.1	9.2	4.8
50	11.9	10.8	5.6
100	13.6	12.3	6.4
500	17.3	15.7	8.2
1,000	18.8	17.1	8.9

Considerando todos los resultados obtenidos anteriormente, se puede observar que los tres métodos tienen valores semejante (excepto el método de Ven Te Chow), toda vez, que fueron calculados conforme a lo que indica el Instructivo de Hidrología para Determinar la Avenida Máxima Ordinaria", por lo cual se llegó a la conclusión de adoptar como gastos de diseño los valores obtenidos con el modelo lluvia-escurrencimiento Método Racional Americano, para estar del lado conservador.



## FORMA DE LA AVENIDA.

La forma de un hidrograma refleja la variación del volumen de una avenida con respecto al tiempo, dicha variación está condicionada por diversos factores asociados a las características de la cuenca, entre éstas destacan: la fisiografía, la topografía, la climatología y la hidrografía, así como también la morfología de la cuenca (características del suelo: tipo y uso), la vegetación predominante (especies y cobertura) y de las características de los cauces (arreglo, longitud y pendiente). Así como, el gasto pico tiene un impacto importante en la magnitud de la obra de excedencias de una presa, la forma de un hidrograma también tiene un impacto importante en la capacidad de almacenamiento del vaso, ya que con ella se define el volumen de agua que trae la avenida y en consecuencia la capacidad que se requiere para el control, por esta razón el consultor debe tener mucho cuidado en su determinación, haciendo las consideraciones pertinentes para estimar el comportamiento o régimen de los escurrimientos con el mayor acierto posible.

En general, se ha observado que en el territorio mexicano el hidrograma unitario adimensional refleja con acierto el comportamiento de los eventos hidrológicos, lo cual se ha verificado en varias cuencas aforadas.

El tiempo pico es el que se determinó anteriormente con la siguiente fórmula:

$$t_p = 0.60t_c + \frac{d}{2} = 1.10t_c$$

En la ecuación que determina el tiempo pico (**tp**), **d** es la duración de la tormenta que es igual al tiempo de concentración (**tc**), por lo tanto, el  $t_p=0.23$  hr.

### III.5 ANÁLISIS DE ARRASTRE DE SÓLIDOS (REGISTRO DE SÓLIDO EN SUSPENSIÓN, TRANSPORTACIÓN DE INFORMACIÓN DE SÓLIDOS).

El procedimiento más preciso para determinar la cantidad de sólidos que se puede depositar en un vaso durante su vida útil es, sin duda, la medición de sólidos en suspensión muy cerca del sitio propuesto para almacenamiento, obviamente sobre la misma corriente superficial. Sin embargo, generalmente no se cuenta con estas mediciones por lo que se utilizan los registros históricos de las estaciones hidrométricas más cercanas a los sitios de interés, haciendo los ajustes necesarios para adecuar los datos a las condiciones particulares de cada cuenca.

Para nuestro caso se utilizaron los registros históricos de sólidos en suspensión de la estación hidrométrica Xicatlacota. La estación Xicatlacota tiene área de aportación de 6057.5 Km<sup>2</sup> y está algo distante del sitio en estudio; sin embargo, es la instrumentación más cercana con



laboratorio para la obtención de muestras de sedimentos. Se tienen pocos datos disponibles de 1972 a 1979, como se puede ver en el Cuadro I.4.17.

Cuadro I.4.17. Registro histórico de sólidos en suspensión de la estación hidrométrica Xicatlacotla.

AÑO	ESCURRIMIENTO (Miles de m <sup>3</sup> )	SÓLIDOS (Miles de m <sup>3</sup> )	SOL. / ESC. (%)
1972	1,192,890.6	1,006.5	0.084
1973	1,592,022.1	1,759.6	0.110
1974	1,188,432.5	711.9	0.059
1975	1,272,745.0	1,141.6	0.089
1976	1,366,333.6	1,608.9	0.117
1977	1,072,617.3	885.5	0.082
1978	1,202,225.4	1,526.7	0.127
1979	914,694.1	611.1	0.066
<b>PROMEDIO</b>	<b>1,225,246.2</b>	<b>1,156.5</b>	<b>0.094</b>

Con los datos históricos de sólidos en suspensión, mostrados en el Cuadro I.4.17, se determinó el volumen esperado de sedimentos en el vaso de la presa El Pochote, para ello se utilizó el cociente que resulta de dividir el volumen anual de sólidos contra el volumen anual de escurrimiento (0.094). Con este factor se calculó el volumen anual de sedimentos por arrastre de sólidos en suspensión, aplicando la siguiente ecuación:

$$V_S = R * \bar{V}_A$$

Dónde:

- V<sub>S</sub>** = Volumen de sedimentos por arrastre de sólidos en suspensión, en metros cúbicos anuales.
- R** = Factor de relación de volúmenes medios anuales, adimensional.
- $\bar{V}_A$**  = Volumen medio anual de escurrimientos para 50 años de operación, en metros cúbicos anuales.

Para un volumen medio anual de escurrimiento de 442,812 m<sup>3</sup> en la presa El Pochote, el volumen de azolves derivado del arrastre de sólidos en suspensión es:

$$V_S = 0.00094 * 442,812 = 416.24 \text{ m}^3/\text{año}$$

Evidentemente, el volumen total de sedimentos en un embalse depende de otros fenómenos que ocurren dentro de una masa de agua en movimiento, por ello también se considera un volumen de sedimentos por arrastre de fondo, que en algunas cuencas suele ser de importancia. Este volumen adicional se calcula como un porcentaje del volumen de sedimentos por arrastre de sólidos en suspensión, puede variar entre 25 y 50% dependiendo de las características propias del suelo de cada cuenca, en cualquier caso el volumen total de sedimentos se calcula de la siguiente forma:

$$V_{TS} = (1+f) * V_S$$





Dónde:

**V<sub>TS</sub>** = Volumen total de sedimentos en el sitio, en metros cúbicos anuales.

**F** = Porcentaje aplicado para considerar arrastre de fondo, en decimales.

**V<sub>S</sub>** = Volumen de sedimentos por acarreo de sólidos en suspensión, en metros cúbicos anuales.

De acuerdo a las características superficiales del suelo en la cuenca de la presa El Pochote, según observaciones de campo, con base en la experiencia del consultor se consideró que el volumen de sedimentos se incrementa adicionalmente un 30% del volumen producto del arrastre de sólidos en suspensión, esto es:

$$\mathbf{V_{TS} = (1+0.30) * 416.24 \text{ m}^3/\text{año} = 541.11 \text{ m}^3/\text{año}.$$

Para una vida útil de 50 años el volumen total de sedimentos esperado en la presa El Pochote es:

$$\mathbf{V_{TS} = 50 * 541.11 = 27,055.81 \text{ m}^3.$$

### **Fórmula Universal de Pérdida de Suelo.**

Un procedimiento más subjetivo es el uso de la Fórmula Universal de Pérdida de Suelo (FUPS), que en términos generales se expresa en los siguientes términos:

$$\mathbf{E = \alpha * K * LS * P * C * R}$$

Dónde:

**E** : Volumen de pérdida de suelo, en ton/Km<sup>2</sup>/año.

**α** : Factor de conversión de unidades inglesas (ton/acre/año) a unidades métricas (ton/Km<sup>2</sup>/año), igual a 224.20.

**K** : Factor de erosionabilidad del suelo, adimensional.

**LS** : Factor de longitud y pendiente del terreno, adimensional.

**P** : Factor de control de prácticas de erosión, adimensional.

**C** : Factor de cultivo y cobertura vegetal, adimensional.

**R** : Factor de erosividad de la lluvia y del escurrimiento, en ton/Km<sup>2</sup>

Como se puede ver para aplicar esta fórmula se requiere diversa información de la zona en estudio: tipo y uso del suelo, cobertura vegetal, geomorfología, climatología, etc.

El factor de erosionabilidad del suelo se determina como:

$$\mathbf{K = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n (K_i * A_i)}$$

Dónde:

**K** : Factor de erosionabilidad del suelo, adimensional.

**K<sub>i</sub>** : Parámetro que depende del tipo de suelo, adimensional.



- A<sub>i</sub>** : Área cubierta por cada tipo de suelo, en Km<sup>2</sup>.  
**A** : Área total de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

Por lo tanto, el **K**=0.24.

El Factor de longitud y pendiente del terreno (LS), se calcula:

$$LS = L^m * (0.0013905 * S^2 + 0.0096945 * S + 0.01318)$$

Donde:

- LS** : Factor de longitud y pendiente del terreno, adimensional.  
**L** : Grado de pendiente.  
**m** : Constante adimensional, que tiene un valor de 0.50.  
**S** : Pendiente media de la cuenca, adimensional.

$$L = 50 * \left( \frac{A}{Ld} \right)$$

Dónde:

- L** : Grado de pendiente.  
**A** : Área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.  
**Ld** : Longitud de drenaje, en Km

Por lo tanto, el **L**=61.86 Km. y **LS**=4.2335.

**P** se calcula con la siguiente fórmula:

$$P = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n (P_i * A_i)$$

Dónde:

- P** : Factor de control de prácticas de erosión, adimensional.  
**P<sub>i</sub>** : Factor de control de prácticas de erosión para cada tipo de suelo.  
**A<sub>i</sub>** : Área cubierta por cada tipo de suelo, en Km<sup>2</sup>.  
**A** : Área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

Por lo tanto, el **P**=0.19.

EL factor de cultivo y cobertura vegetal, se calcula como:

$$C = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n (C_i * A_i)$$

Dónde:



- C** : Factor de cultivo y cobertura vegetal, adimensional.  
**C<sub>i</sub>** : Factor de cultivo y cobertura vegetal para cada uso de suelo.  
**A<sub>i</sub>** : Área de cada uso de suelo, en Km<sup>2</sup>.  
**A** : Área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

Por lo tanto, el **C** = 0.14.

El factor de erosividad de la lluvia y del escurrimiento (**R**) se obtuvo aplicando el criterio de W. H. Wischmeier y D. D. Smith, dando como resultado un valor de 90.0.

Sustituyendo todos los valores indicados anteriormente en la Fórmula Universal de Pérdida de Suelo se tiene lo siguiente:

$$E = 224.20 * 0.24 * 4.2335 * 0.19 * 0.14 * 90 = 545.34 \text{ ton/Km}^2/\text{año}.$$

El volumen obtenido hasta el momento representa la cantidad de sólidos que se genera en toda la cuenca, sin embargo realmente sólo una parte de este volumen llega hasta la salida de la cuenca, por ello es necesario aplicar un coeficiente de entrega de sedimentos. Este coeficiente se denota con **CES** y para la cuenca en estudio se estimó un valor promedio de **55% (0.55)**, por lo tanto la aportación de sedimentos (**AS**) es:

$$AS = CES * E = 0.55 * 545.34 = 299.93 \text{ ton/Km}^2/\text{año}.$$

Finalmente, con este resultado se calculó el volumen de azolves en la presa El Pochote, para ello se consideró que los principales materiales existentes en la zona en estudio son arcillas y roca, que tienen un peso específico promedio de 1.280 ton/m<sup>3</sup>. Por lo tanto, considerando una vida útil de 50 años el volumen total de sedimentos esperado en la presa es:

$$V_{TS} = \frac{299.93 * A_c * 50}{1.28}$$

Dónde:

- V<sub>TS</sub>** : Volumen total de sedimentos, en m<sup>3</sup>.  
**A<sub>c</sub>** : Área de la cuenca, en este caso **2.19 Km<sup>2</sup>**.

El Volumen total de sedimentos en la presa el Pochote es **25,658.07 m<sup>3</sup>**.

### **Criterio de Namba.**

Otro procedimiento similar a la Fórmula Universal de Pérdida de Suelo (FUPS) es el criterio de Namba, que básicamente considera tres parámetros: el primero corresponde a la precipitación media de la cuenca, el segundo al desnivel máximo de cotas en la cuenca y por último la relación de áreas de suelo desnudo y cobertura vegetal. El modelo de Namba se expresa en los siguientes términos:



$$AS = (0.292 * P) + (0.474 * H) - (0.118 * F) + 2.452$$

Dónde:

- AS** : Aporte de Sedimentos, en m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>/año.
- P** : Precipitación media en la cuenca de aportación, en mm.
- H** : Desnivel máximo de cotas en la cuenca de aportación, en m
- F** : Relación de área de suelo desnudo y la cobertura vegetal, en %.

Para el cálculo de aportes de sedimentos en la presa El Pochote se estimó la precipitación media de la cuenca de aportación, utilizando el método de los polígonos Thiessen, resultando un valor de 927.54 mm, asimismo se determinó un desnivel máximo 287.28 m y una relación de áreas de suelo desnudo y cobertura vegetal del 100%, por lo tanto el aporte de sedimento es:

$$AS = (0.292 * 927.54) + (0.474 * 287.28) - (0.118 * 100) + (2.452).$$

$$AS = 397.66 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{anon.}$$

Considerando una vida útil de 50 años y área de aportación de 2.19 Km<sup>2</sup>, el volumen total de sedimentos esperado en la presa es:

$$VTS = 397.66 * 50 * 2.19 = 43,543.77 \text{ m}^3$$

Los resultados obtenidos aplicando cada uno de los métodos utilizados para la estimación del volumen total de sedimentos se indican en el Cuadro I.4.18.

Cuadro I.4.18. Volumen total de sedimentos de la Presa El Pochote (Metros cúbicos)

MEDICIÓN HIDROMÉTRICA	FÓRMULA UNIVERSAL DE PERDIDA DE SUELO	CRITERIO DE NAMBA
27,055	25,658	43,543

Como se puede ver, los resultados son muy parecidos en los métodos de medición hidrométrica y la formula universal de perdida de suelo, por lo cual se descarta el método del criterio de Namba. Por lo anterior, el volumen total de sedimento en el sitio, será el promedio de los dos métodos que se parecen, el cual es de **26,356 m<sup>3</sup>**.

Se considera aceptable suponer una capacidad para azolves de **26,356 m<sup>3</sup>**, sin embargo, dado que todavía es un volumen importante para la capacidad del vaso hasta el NAMO, se decidió considerar una capacidad final para azolves de **10,000 m<sup>3</sup>**. Esta consideración se sustenta en suponer la factibilidad de una obra para desfogue de sólidos, dejando la capacidad suficiente para almacenar cualquier remanente y suponiendo que es factible el drenado de sólidos en época de lluvias.



$$\text{VOLUMEN ANUAL DE ESCURRIMIENTO NATURAL DE LA CUENCA} = \text{PRECIPITACION ANUAL DE LA CUENCA} \times \text{AREA DE LA CUENCA} \times \text{COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO}$$

Con este método, obtuvo la matriz de escurrimiento a nivel mensual del sitio El Pochote multiplicando el coeficiente de escurrimiento que se determinó por año por la precipitación mensual del respectivo año y por el área de la cuenca. En el Cuadro I.4.19, se muestran los resultados obtenidos.

Cuadro I.4.19. Registro de escurrimiento en Sitio El Pochote (Metros cúbicos)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1962	0	0	0	0	4,648	70,689	0	124,139	124,519	38,661	5,873	0	368,329
1963	0	0	17,559	0	42,328	72,448	166,303	73,598	27,865	12,340	0	0	412,441
1964	0	0	0	0	35,117	70,233	30,520	30,594	81,633	11,142	0	0	259,239
1965	14,364	0	0	13,298	27,801	105,642	84,328	107,495	57,918	49,114	0	1,853	461,813
1966	0	0	7,684	15,411	34,772	54,948	86,715	63,963	104,745	15,025	0	0	383,262
1967	16,017	0	0	0	0	59,967	12,111	130,481	56,451	27,737	0	0	302,764
1968	0	6,394	0	2,997	59,147	65,142	30,733	61,146	59,147	31,572	0	4,396	320,675
1969	6,662	0	0	0	11,274	87,885	98,647	164,241	218,817	0	0	0	587,325
1970	0	0	0	0	8,184	30,076	37,704	17,245	45,596	0	0	0	138,804
1971	0	0	0	0	2,694	81,772	82,734	81,772	223,190	33,190	0	0	505,351
1972	0	0	0	0	22,035	71,986	37,584	6,668	15,670	0	0	0	153,944
1973	0	0	0	0	3,561	198,721	264,249	428,070	203,707	152,424	0	0	1,250,733
1974	0	0	0	0	3,911	110,386	76,488	93,003	111,255	0	0	0	395,044
1975	0	0	4,999	84,156	84,156	648,254	450,778	295,797	202,475	0	0	0	1,770,617
1976	0	0	0	8,615	28,799	317,832	225,836	83,688	127,748	106,149	0	0	898,666
1977	0	11,184	0	0	128,727	306,557	103,156	163,384	72,285	6,640	0	291	792,224
1978	1,319	440	11,340	0	22,548	114,896	75,777	75,953	60,085	43,383	440	0	406,181
1979	0	0	0	1,841	34,631	36,165	97,755	107,530	105,075	14,510	0	6,006	403,512
1980	44,812	0	0	0	30,432	99,347	79,396	114,132	162,084	39,799	1,114	0	571,116
1981	3,078	0	0	15,223	12,530	269,010	151,239	66,662	139,918	32,809	1,814	0	692,282
1982	0	7,844	0	3,971	18,519	40,747	28,054	16,696	55,946	14,320	0	1,399	187,496
1983	0	0	0	4,365	5,331	43,936	49,088	71,628	61,753	0	5,295	0	241,395
1984	5,202	0	0	0	35,832	55,975	93,097	74,744	86,272	3,787	0	0	354,908
1985	0	0	0	4,369	18,634	472,479	255,484	94,072	121,252	14,201	11,245	0	991,737
1986	0	0	0	6,162	44,402	66,368	50,564	41,140	26,170	14,934	0	0	249,741
1987	0	0	1,623	4,978	8,837	52,049	68,785	42,599	64,457	1,984	1,262	0	246,574
1988	0	0	1,445	1,741	8,933	55,304	25,123	40,197	41,182	18,227	0	0	192,151
1989	0	0	0	1,013	11,847	109,182	77,515	110,679	50,341	38,669	8,941	0	408,188
1990	0	0	0	11,745	55,947	111,078	95,881	71,240	115,009	22,868	17,546	0	501,315
1991	0	0	0	0	59,173	127,432	63,324	109,967	84,660	27,117	3,401	0	468,075
1992	39,813	3,276	0	0	45,457	79,071	142,974	113,189	72,117	29,230	39,611	0	564,738
1993	2,311	1,078	0	678	0	48,122	28,097	22,490	41,283	6,254	10,845	0	161,158
1994	0	0	0	2,772	10,406	81,972	56,041	127,181	41,626	56,297	853	0	377,149
1995	0	77,723	0	0	35,286	94,112	47,544	114,402	56,179	5,943	7,382	25,536	464,107
1996	0	0	0	0	7,595	55,899	46,718	45,131	30,110	15,527	0	5,941	206,921
1997	0	0	0	5,834	22,820	9,437	41,214	65,372	50,788	17,844	858	2,059	216,225
1998	0	0	0	0	448	70,315	82,229	64,224	120,029	82,632	5,374	0	425,251
1999	0	0	0	0	0	55,012	42,324	56,775	54,475	27,804	0	0	216,390
2000	0	0	0	0	11,519	11,092	25,313	30,973	38,225	11,121	0	0	128,242
2001	0	0	8,980	13,336	66,050	75,435	72,965	81,047	83,831	24,696	0	1,572	427,912
2002	0	3,254	0	0	13,665	78,302	44,552	27,200	169,531	43,164	9,283	4,338	393,287
2003	9,870	0	0	0	9,909	105,275	62,230	49,903	66,391	9,909	595	0	314,081
2004	7,639	0	4,592	515	67,481	80,743	109,610	76,151	90,631	36,506	750	0	474,619
2005	41	0	1,936	0	24,136	37,522	104,080	92,795	66,971	15,898	2,471	0	345,850
2006	0	0	0	2,209	16,784	40,699	74,422	55,235	72,988	27,521	0	116	296,796
2007	0	411	2,782	10,947	34,164	76,630	120,373	105,548	57,062	35,989	684	0	444,590
2008	0	0	0	0	46,355	83,231	153,625	84,410	58,148	12,791	0	0	438,560
MAX	44,812	77,723	17,559	84,156	128,727	648,254	450,778	428,070	223,190	152,424	39,611	25,536	1,770,617
MED	3,215	2,375	1,339	4,600	27,167	107,859	90,538	88,629	86,758	26,164	3,031	1,138	442,812
MIN	0	0	0	0	0	9,437	0	6,668	15,670	0	0	0	128,242
%MED	0.73	0.54	0.30	1.04	6.13	24.36	20.45	20.01	19.59	5.91	0.68	0.26	100.00
Q(L/s)	1.20	0.98	0.50	1.77	10.14	41.61	33.80	33.09	33.47	9.77	1.17	0.43	14.04



Cálculo de la Avenida Máxima Probable.- Para la estimación del gasto pico en la cuenca del sitio El Pochote, con la metodología propuesta por el instructivo de la CNA, se utilizó la información de las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación climatológica de Huautla. Se probaron tres modelos lluvia-escorrentamiento: el Método del Hidrograma Unitario Triangular, el Método Racional Americano y el Método de Chow, que pueden ser los que mejor se ajustan a las características de la zona de estudio. Con base en los resultados obtenidos en cada uno de los métodos desarrollados, se elaboró un resumen que incluye los datos más relevantes, para cada periodo de retorno se indica el valor del gasto pico calculado, como se muestra en el Cuadro I.4.20.

Cuadro I.4.20. Registro de gastos pico de las posibles Avenidas en la cuenca del Sitio El Pochote

Tr (años)	METODO RACIONAL A. (m <sup>3</sup> /s)	METODO DEL HUT (m <sup>3</sup> /s)	METODO DE VEN TE CHOW (m <sup>3</sup> /s)
2	2.3	2.1	1.1
5	5.4	4.9	2.6
10	7.5	6.9	3.6
25	10.1	9.2	4.8
50	11.9	10.8	5.6
100	13.6	12.3	6.4
500	17.3	15.7	8.2
1,000	18.8	17.1	8.9

Considerando todos los resultados obtenidos anteriormente, se puede observar que los tres métodos tienen valores semejante (excepto el método de Ven Te Chow), toda vez, que fueron calculados conforme a lo que indica el Instructivo de Hidrología para Determinar la Avenida Máxima Ordinaria”, por lo cual se llegó a la conclusión de adoptar como gastos de diseño los valores obtenidos con el modelo lluvia-escorrentamiento Método Racional Americano, para estar del lado conservador.

### III.6 ANÁLISIS DE ARRASTRE DE SÓLIDOS.

Para el cálculo de sedimentos en el sitio el pochote se probaron tres métodos: Medición Hidrométrica (estación hidrométrica Xicatlacota), Fórmula Universal de Pérdida de Suelo y Criterio de Namba.

Los resultados obtenidos aplicando cada uno de los métodos utilizados para la estimación del volumen total de sedimentos se indican en el Cuadro I.4.21.



Cuadro I.4.21. Volumen total de sedimentos de la Presa El Pochote (Metros cúbicos)

MEDICIÓN HIDROMÉTRICA	FÓRMULA UNIVERSAL DE PERDIDA DE SUELO	CRITERIO DE NAMBA
27,055	25,658	43,543

Como se puede ver, los resultados son muy parecidos en los métodos de medición hidrométrica y la fórmula universal de pérdida de suelo, por lo cual se descarta el método del criterio de Namba. Por lo anterior, el volumen total de sedimento en el sitio, será el promedio de los dos métodos que se parecen, el cual es de **26,356 m<sup>3</sup>**.

Se considera aceptable suponer una capacidad para azolves de 26,356 m<sup>3</sup>, sin embargo, dado que todavía es un volumen importante para la capacidad del vaso hasta el NAMO, se decidió considerar una capacidad final para azolves de **10,000 m<sup>3</sup>**. Esta consideración se sustenta en suponer la factibilidad de una obra para desfogue de sólidos, dejando la capacidad suficiente para almacenar cualquier remanente y suponiendo que es factible el drenado de sólidos en época de lluvias.



---

---

# CAPÍTULO IV

---

---

## DISEÑO HIDROLÓGICO DE LA PRESA Y SUS OBRAS COMPLEMENTARIAS





---

---

## **IV DISEÑO HIDROLOGICO DE LA PRESA Y SUS OBRAS COMPLEMENTARIAS.**

### **IV.1 FUNCIONAMIENTO DE VASO (CARACTERÍSTICAS DEL VASO, CAPACIDAD INICIAL DE SIMULACIÓN, POLÍTICA DEFICITARIA, INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS, SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA MÁS CONVENIENTE, GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA).**

El análisis del funcionamiento del vaso tiene como objeto principal la determinación de la disponibilidad hidrológica en la cuenca del sitio que se decidió estudiar hidrológicamente. Para llevar a cabo el desarrollo de este análisis y comprender el proceso y los resultados obtenidos es conveniente señalar algunos aspectos importantes, relacionados con la información que se requiere para la simulación del funcionamiento analítico del vaso del sitio El Pochote.

El proceso de simulación del vaso requiere de diversa información, de la que destacan los escurrimientos vírgenes que constituyen la cantidad de agua disponible para ser aprovechada en cualquier uso; la curva elevaciones-áreas-capacidades también sobresale, por la importancia que tienen en la definición de la capacidad de almacenamiento y regulación; las evaporaciones netas constituyen otro parámetro que en ocasiones puede ser muy importante, especialmente cuando éstas influyen de manera relevante en el volumen de agua que se pierde con la incidencia de la energía solar en el vaso; asimismo, las demandas tanto actuales como propuestas a futuro, constituyen el parámetro que permite definir la cantidad de agua que se requiere para cubrir las necesidades locales, y en correspondencia con el escurrimiento superficial permite definir la disponibilidad de agua en el sitio propuesto.

Respecto a los escurrimientos vírgenes, estos se determinaron en capítulos anteriores, para definir la curva elevaciones-áreas-capacidades (E-A-C), se utilizó la información de los levantamientos topográficos de la boquilla y del vaso del sitio seleccionado.

El procedimiento para determinar la curva elevaciones-áreas-capacidades es muy simple, en primer lugar se midieron las áreas de inundación de cada curva de nivel disponible, la medición se hizo mediante medición directa en Auto Cad, del plano topográfico correspondiente.

Una vez que se ha determinado el área que encierra cada curva de nivel, se procede a calcular el volumen almacenado en el vaso entre dos curvas consecutivas, para ello se propone el uso de un modelo teórico basado en las características geométricas de un trapecio, con el que se puede hacer una estimación aceptable de la capacidad de almacenamiento que corresponde a cada elevación conocida, éste modelo se expresa de la siguiente manera:

$$V_{i+1} = \left( \frac{(A_i + A_{i+1})}{2} \right) * (h)$$



Dónde:

- $V_{i+1}$**  : Volumen de agua almacenado entre las elevaciones correspondientes de  $A_i$  y  $A_{i+1}$ , en metros cúbicos
- $A_i$**  : Área correspondiente a la elevación  $E_i$ , en hectáreas
- $A_{i+1}$**  : Área correspondiente a la elevación  $E_{i+1}$ , en hectáreas
- $h$**  : Altura entre las curvas  $E_i$ , y  $E_{i+1}$  ( $E_{i+1} - E_i$ ), en metros

Con esta expresión se calcula la capacidad de almacenamiento entre dos curvas de nivel consecutivas, posteriormente dicha capacidad se acumula consecutivamente desde la curva de nivel de menor elevación, obteniendo así la capacidad total asociada a cada elevación.

En resumen, con la información topográfica disponible se hicieron mediciones del área para cada curva de nivel en la zona de inundación, a continuación se calculó el volumen de almacenamiento entre dos curvas consecutivas y finalmente el volumen de almacenamiento total asociado a cada curva de nivel, obteniéndose así la curva elevaciones-capacidades-áreas, dibujada con base en los datos que se indican en el Cuadro I.5.1

Cuadro I.5.1. Curva Elevaciones-Áreas-Capacidades de la Presa El Pochote.

ELEVACIÓN (msnm)	ÁREA (ha)	CAPACIDAD (m <sup>3</sup> )
1,115.80	0.0000	0.00
1,116.00	0.0002	0.18
1,117.00	0.0013	7.57
1,118.00	0.0084	56.29
1,119.00	0.0581	389.15
1,120.00	0.1634	1,496.62
1,121.00	0.3193	3,910.03
1,122.00	0.4754	7,883.46
1,122.35	0.5548	10,000.00
1,123.00	0.7023	13,771.76
1,124.00	0.8821	21,693.77
1,125.00	1.0848	31,528.20
1,126.00	1.2564	43,233.99
1,127.00	1.4021	56,526.26
1,128.00	1.5571	71,321.93
1,128.50	1.6329	79,486.30
1,129.00	1.7087	87,650.68
1,130.00	1.8628	105,507.91
1,130.50	1.9481	115,248.19
1,131.00	2.0334	124,988.46

La determinación de las evaporaciones netas se realizó en capítulos anteriores.

Para el análisis de demandas, se decidió realizar el Estudio Agrológico de la zona de estudio.



---

---

## **ESTUDIO AGROLÓGICO**

### **Estudios básicos.**

La información básica necesaria para determinar las alternativas de solución al problema, se obtuvieron de recopilar todos los datos necesarios para llevar a cabo el estudio agrológico en Huautla.

La zona de estudio cuenta con una superficie de 274.5 hectáreas, correspondiendo a la agricultura, que es a donde se pretende llevar agua de la presa, para ser abastecida en época de estiaje y obtener una producción mayor de cultivos.

Se realizaron observaciones en el terreno mediante calicatas y barreno agrológico de acuerdo a las características que presentan los suelos.

Con los antecedentes cartográficos y el reconocimiento de terreno se elaboró el Mapa Básico de Suelos, donde se describen las características físicas y morfológicas de los mismos y la determinación de las respectivas clases de capacidad de Uso, de acuerdo a la "Pauta para Estudio de Suelos del Servicio Agrícola y Ganadero".

Para establecer la clasificación de los tipos de suelos que existen en la zona, se hicieron pozos a cielo abierto (con una profundidad media de 1.50), se obtuvieron muestras alteradas de cada uno de ellos y se mandaron a laboratorio para ser analizados y clasificados por tipo de suelo desde el punto de vista agrícola y de mecánica de suelos, como apoyo visual se tomaron fotografías de cada uno de los sitios de muestreo.

### **Unidades cartográficas y de clasificación.**

Se utilizó como unidad de clasificación a la SERIE de Suelos y a la Fase como unidad cartográfica.

La Fase constituye variaciones con respecto de la serie representativa mediante la cual se modifican características agronómicas del suelo con relación a su aptitud y manejo en función de los factores limitantes del suelo, tales como drenaje, profundidad, pedregosidad, pendientes, etc.

### **Capacidad de uso y categorías para regadío de los suelos.**

#### **Descripción de los suelos.**

Para la definición de Fases o Variaciones de Series de suelos se utilizan parámetros que se encuentran separados en rangos. Estos parámetros y sus rangos se describen en los aparatos siguientes:



## Profundidad del suelo.

La profundidad de un suelo se mide en función a la existencia de un impedimento que limita en forma absoluta y permanente la penetración de raíces, por lo tanto, no debe existir indicios de penetración de raíces, salvo por grietas. Los rangos a utilizar son los mostrados en el Cuadro I.5.2.

Cuadro I.5.2. Profundidad del suelo.

Denominación	Profundidad efectiva (cm)
Profundo	100 – 150
Moderadamente profundo*	75 – 100
Ligeramente profundo	50 – 75
Delgado	25 – 50
Muy delgado	Menos de 25

Fuente: Referencia 6.

\*La clase Moderadamente profundo puede variar en algunos suelos entre 50 y 100 cm, principalmente los de uso ganadero o forestal.

## Textura Superficial (Clase Textural).

La textura superficial corresponde a los primeros 20 cm de suelos; en caso de existir más de un horizonte con diferentes texturas, debe referirse a la mezcla de ellos. Los términos de texturas, están basados en el triángulo textural del Departamento de Agricultura de Estados Unidos, N.A.



Cuadro I.5.3. Textura superficial del suelo.

Fina	A Muy fina	Arcillosa
	B Fina	Arcillo limosa Arcillo arenosa
	C Moderadamente fina	Franco arcillo limosa Franco arcillosa Franco arcillo arenosa Limosa
Media	D Media	Franco limosa Franca Franco arenosa muy fina
Gruesa	E Moderadamente gruesa	Franco arenosa fina Franco arenosa
	F Gruesa	Areno francosa muy fina Areno francosa fina  Areno francosa Areno francosa gruesa Arenosa muy fina Arenosa fina
Muy Gruesa	G Muy gruesa	Arenosa media Arenosa gruesa

## Topografía.

La topografía es muy importante para separar unidades de suelos con mayor homogeneidad. El suelo forma parte del paisaje y como tal, la posición que ocupa en el relieve constituye en factor determinante en las propiedades que ese suelo tendrá.

Las diferencias que presentan los suelos se deben a combinaciones de climas, procesos internos y procesos superficiales que afectan de manera distinta a los materiales originarios dependiendo de la posición que ocupan en el paisaje. Dentro del relieve lo más significativo es la pendiente, pues afecta a las propiedades del suelo a través de la distribución de agua en el perfil, el escurrimiento superficial y la erosión.

Según el tipo de pendiente se diferencia en pendiente simple o uniforme y pendientes complejas o de topografía ondulada.



Denominación	Porcentaje
Plano	0 – 1
Suavemente inclinado	1 – 3
Moderadamente inclinado	3 – 8
Fuertemente inclinado	8 – 15
Moderadamente escarpado	15 – 25
Escarpado	25 – 45
Muy escarpado	45 – 65

### Litosol + Feozern haplico

Cuadro I.5.5. Pendientes complejas.

Denominación	Porcentaje
Casi plano	1 – 3
Ligeramente ondulado	2 – 5
Suave ondulado	5 – 8
Moderadamente ondulado	8 – 15
Fuertemente ondulado	15 – 20
De lomajes	20 – 30
De cerros	30 – 50
De monta-s	más de 50

### Pedregosidad Superficial.

Se refiere a la presencia de grava o piedras en superficie, denominándose grava a los fragmentos de 2 a 7.5 cm de diámetro. Los fragmentos de 7.5 a 25 cm se denominan piedras. Las clases de pedregosidad están definidas por las mezclas de clastos menores de 25 cm. Cuando se presenta sólo grava superficial, el porcentaje considerado será diferente y se indica entre paréntesis.

Las clases de pedregosidad "abundante" y "muy abundante" pueden incluir clastos mayores de 25 cm de diámetro.

Cuadro I.5.6. Pedregosidad del suelo.

% Pedregosidad 2 – 25 cm de diámetro	% de gravas 2 – 7.5 cm de diámetro	Denominación
0 – 5	0 – 10	Sin pedregosidad
5 – 15	10 – 20	Ligera
15 – 35	20 – 40	Moderada
35 – 50	40 – 85 *	Abundante
más de 50	más de 85 *	Muy abundante

\* Las clases de pedregosidad abundante y muy abundante pueden incluir clastos mayores de 25 cm.



## Rocosisdad Superficial.

Se refiere a la presencia sobre la superficie del suelo o semi-enterradas, de fragmentos de rocas, normalmente su angulares y angulares. Incluye bolones y bloques erráticos.

Cuadro I.5.7. Rocosisdad superficial.

Porcentaje	Denominación
Menor de 0.1	Sin rocosidad
0.1 – 3	Ligera rocosidad
3 – 5	Moderada rocosidad
5 – 15	Abundante rocosidad
Mayor de 15	Muy abundante rocosidad

## Erosión Actual.

Se refiere a la condición de pérdida de suelos por agentes hídricos, eólicos o glaciario, en el momento del estudio. Estas clases se definen posteriormente en las Clasificaciones Interpretativas.

Cuadro I.5.8. Tipos de Erosión del terreno.

Clase	Denominación
0	Ninguna
1	Ligera erosión
2	Moderada erosión
3	Severa erosión
4	Muy severa erosión

## Clases de Drenaje.

Estas clases se definen posteriormente en las Clasificaciones Interpretativas.

Cuadro I.5.9. Clases de drenaje.

Clase	Denominación
1	Muy pobre
2	Pobre
3	Imperfecto
4	Moderado
5	Bien drenado
6	Excesivo



---

---

## **Inundación.**

Inundación frecuente (temporal)

Inundación muy frecuente (casi permanente o permanente)

## **IV.2 CLASIFICACIÓN DEL SUELO EN LA ZONA DE ESTUDIO.**

### **Suelo.**

El suelo es definido como un agregado no cementado de partículas de mineral y materia orgánica en descomposición (partículas sólidas) junto con el líquido y/o gas ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas, o bien, es el material formado por partículas minerales (producto de la descomposición y/o desintegración de las rocas) y vacíos (que pueden estar o no ocupados por agua. Al suelo también se le aplica a la parte capaz de sustentar la vida vegetal.

### **Agentes generadores de suelos.**

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y agua, siendo los medios de acción de estas sustancias muy variadas.

Mecanismos de ataque:

Desintegración mecánica. Intemperización de las rocas por agentes físicos.

- Cambios periódicos de temperatura.
- Acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y sólo en casos especiales arcillas.

Desintegración química. Es la acción de los agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química.

Agua y los mecanismos más importantes son:

- Oxidación.
- Hidratación.
- Carbonatación.

Los efectos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcillas.

### **Muestras alteradas.**

Al obtener muestras alteradas se pueden identificar los suelos del sitio, además se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice; usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia mediante correlaciones empíricas.



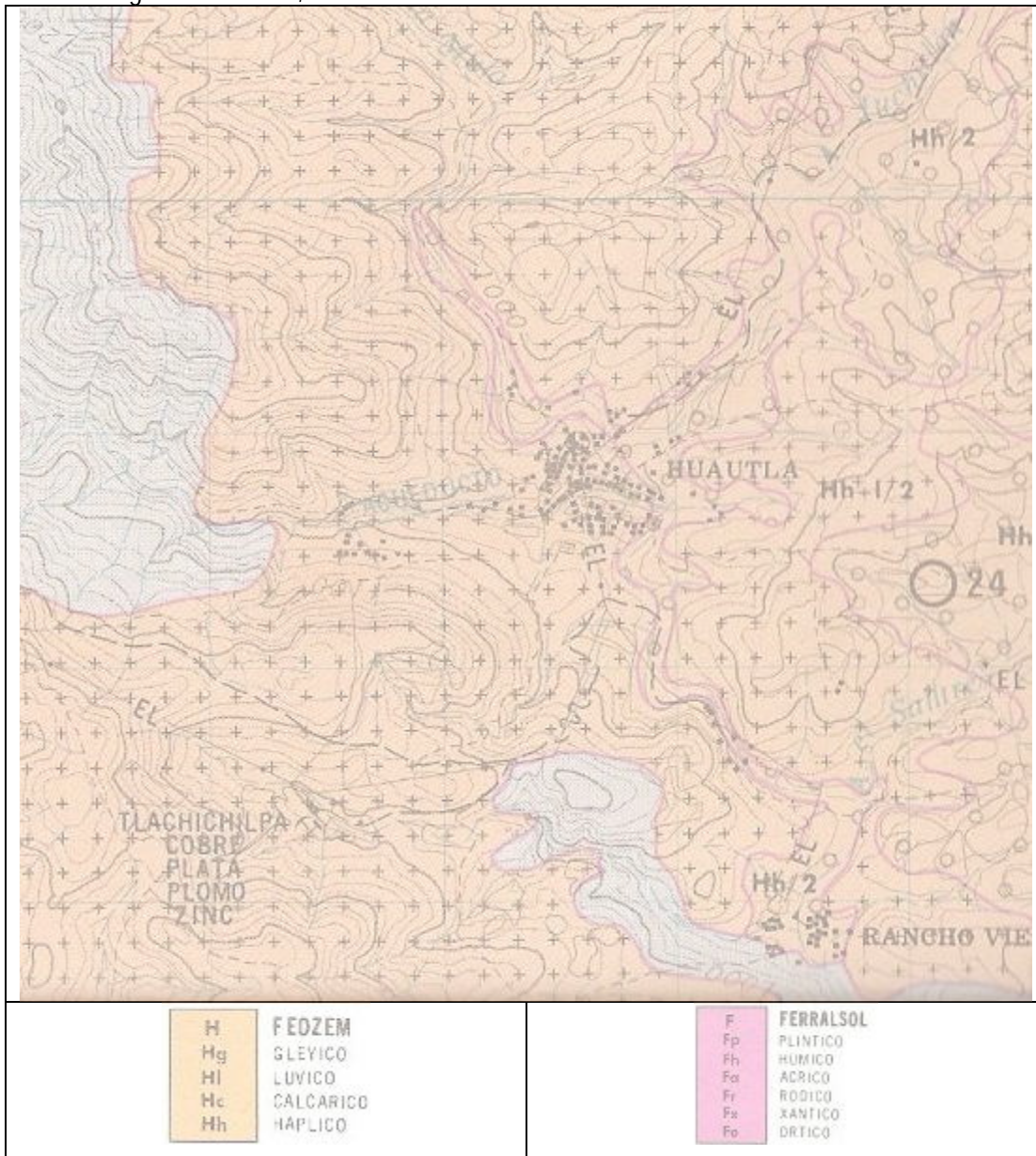


Cuadro I.5.10. Pozos a cielo abierto

<b>Ejidatario</b>	<b>Área de la Parcela (Ha)</b>	<b>Pozo número</b>	<b>Tipo de suelo</b>	<b>Profundidad (m)</b>
Lucano Morales Nieto	15.00	1		<b>1.5</b>
				1.5
Inocente Jiménez Quintero	3.00	2		<b>1.5</b>
				1.5
Leonor Marvan Cardozo	24.00	3		<b>0.7</b>
				0.7
			Roca	> 0.70 m
Ildefonso Cervantes Tapia	7.00	4		<b>0.6</b>
				0.4
			Tepetate	0.2
Amalia Marvan Bonfil	28.00	5		<b>1.2</b>
				0.9
			Tepetate	0.3
Primo Aguilar Quintero	9.00	6		<b>0.8</b>
				0.8
			Tepetate	> 0.8 m
Héctor Sánchez Vélez	10.00	7		<b>0.7</b>
				0.4
			Tepetate	0.3
Vicente Benz Moran	9.00	8		<b>1.25</b>
				0.35
				0.90
			Tepetate	> 1.25



Figura I.5.1. Edafología de Huautla, Estado de Morelos.



Fuente: Carta Edafológica Tilzapotla E-14-A-79.

De acuerdo con la edafología de la región el suelo que predomina es FEOZEM con suelos haplicos de consistencia media a gruesa (Hh 1-2), y en algunas zonas se tienen franjas de Ferrasoles.



## Evapotranspiración o uso consuntivo.

El conocimiento de la evapotranspiración o uso consuntivo es un factor determinante en el diseño de sistemas de riego, incluyendo las obras de almacenamiento, conducción, distribución y drenaje. Especialmente, el volumen útil de una presa para abastecer a una zona de riego depende de gran medida del uso consuntivo.

En México se usan fundamentalmente dos métodos para el cálculo del uso consuntivo: el de Thorntwaite y el de Blaney-Criddle. El primero, por tomar en cuenta sólo la temperatura media mensual, arroja resultados estimativos que pueden usarse únicamente en estudios preliminares o de gran visión, mientras que el segundo es aplicable a casos más específicos.

Considerando la incertidumbre sobre las zonas de cultivo, sus actuales fuentes de agua y el impacto hacia una nueva fuente de suministro hidráulico se decide aplicar el método de Thorntwaite.

Desarrollado en 1944, calcula el uso consuntivo mensual como una función de las temperaturas medias mensuales mediante la fórmula:

$$U_j = 1.6K_a \left( \frac{10T_j}{I} \right)^a$$

3.1

Dónde:

$U_j$  = uso consuntivo en el mes  $j$ , en cm.

$T_j$  = temperatura media en el mes  $j$ , en °C.

$I, a$  = constantes.

$K_a$  = constante que depende de la latitud y el mes del año (Cuadro I.5.15)

Cuadro I.5.15. Valores de  $K_a$

Latitud (°)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SEPT	OCT	NOV	DIC
0	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.01
10	1.00	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
20	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.91
30	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
35	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
45	0.80	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70

Las constantes "I" (índice de eficiencia de la temperatura) y "a" se calcula con la ecuación:

$$I = \sum_{j=1}^{12} i_j$$

3.2

Dónde:



$$i_j = \left( \frac{T_j}{5} \right)^{1.514}$$

3.3

$l_j$  = número de mes

$$a = 675 \times 10^{-9} l_j^3 - 771 \times 10^{-7} l_j^2 + 179 \times 10^{-4} l_j + 0.492$$

3.4

Cuadro I.5.16. Obtención de coeficiente global de desarrollo.

Cultivo	Ciclo vegetativo	Coefficiente global (Kg)
Aguacate	Perene	0.50 - 0.55
Ajonjolí	3 a 4 meses	0.80
Alfalfa	Entre heladas	0.80 - 0.85
	En invierno	0.60
Algodón	6 ó 7 meses	0.60 - 0.65
Arroz	3 a 5 meses	1.00 - 1.20
Cacahuate	5 meses	0.60 - 0.65
Cacao	Perene	0.75 - 0.80
Café	Perene	0.75 - 0.80
Camote	5 a 6 meses	0.60
Caña de azúcar	Perene	0.75 - 0.90
Cártamo	5 a 8 meses	0.55 - 0.65
Cereales de grano pequeño (alpiste, avena, cebada, centeno, trigo)	3 a 6 meses	0.75 - 0.85
Cítricos	7 a 8 meses	0.50 - 0.65
Chile	3 a 4 meses	0.60
Espárrago	6 a 7 meses	0.60
Fresa	Perene	0.45 - 0.60
Frijol	3 a 4 meses	0.60 - 0.70
Frutales de hueso y pepita (hoja caduca)	Entre heladas	0.60 - 0.70
Garbanzo	4 a 5 meses	0.60 - 0.70
Girasol	4 meses	0.50 - 0.65
Gladiola	3 a 4 meses	0.60
Haba	4 a 5 meses	0.60 - 0.70
Hortalizas	2 a 4 meses	0.60
Jitomate	4 meses	0.70
Lechuga y col	3 meses	0.70
Lenteja	4 meses	0.60 - 0.70
Maíz	4 meses	0.60 - 0.70
Maíz	4 a 7 meses	0.75 - 0.85
Mango	Perene	0.75 - 0.80
Melón	3 a 4 meses	0.60
Nogal	Entre heladas	0.70
Papa	3 a 5 meses	0.65 - 0.75
Palma datilera	Perene	0.65 - 0.80
Palma cocotera	Perene	0.80 - 0.90
Papaya	Perene	0.60 - 0.80
Plátano	Perene	0.80 - 1.00
Pastos de gramíneas	Perene	0.75
Remolacha	6 meses	0.65 - 0.75
Sandía	3 a 4 meses	0.60
Sorgo	3 a 5 meses	0.70
Soya	3 a 5 meses	0.60 - 0.70
Tabaco	4 a 5 meses	0.70 - 0.80
Tomate	4 a 5 meses	0.70 - 0.80
Trébol ladino	Perene	0.80 - 0.85
Zanahoria	2 a 4 meses	0.60



### IV.3 EVAPORACIÓN.

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica es importante conocer, por un lado, la cantidad de agua que se pierde por evaporación en grandes depósitos, como presas, lagos o en sistemas de conducción, y, por otro, la cantidad de agua con que es necesario dotar a los distritos de riego, para determinar las fuentes y dimensiones.

La evaporación se produce básicamente por el aumento de energía cinética que experimentan las moléculas de agua cercanas a la superficie de un suelo húmedo o una masa de agua, producido por la radiación solar, el viento y las diferencias en presión de vapor.

Este aumento de energía cinética provoca que algunas moléculas de agua “brinquen” de manera continua a la atmósfera. Al mismo tiempo algunas de las moléculas que ya se encuentran en la atmósfera se condensan y regresan al cuerpo de agua. Naturalmente, lo que interesa en la ingeniería hidrológica es el flujo neto de partículas a la atmósfera, al cual se le denominará en lo sucesivo evaporación.

El intercambio de moléculas descrito se forma en una pequeña zona situada junto a la superficie del agua. La evaporación será entonces igual a la cantidad de agua que logre salir de la zona de intercambio. Si  $e_w$ , es la presión de vapor existente en la zona de intercambio,  $e_a$  la presión de vapor del aire que se tiene en un momento dado y  $e_s$  la presión de vapor de saturación; entonces se pueden presentar dos situaciones:

- $e_s > e_w$ . En este caso se produce evaporación mientras  $e_a$  sea menor que  $e_w$ . Cuando la presión del vapor del aire alcanza el valor  $e_w$ , deja de haber paso de moléculas de la zona de intercambio a la atmósfera y, por lo tanto, cesa la evaporación. Esto sucede antes de que el aire se sature.
- $e_s < e_w$ . En este caso la evaporación cesa cuando  $e_a$  alcanza el valor  $e_s$ , a pesar de que aún existe un gradiente de presión de vapor entre la zona de intercambio y la atmósfera. A partir de ese momento comienza a invertirse el proceso y se produce condensación, pues  $e_a > e_s$ .
- Para el cálculo de la evaporación, se utilizará en método de Balance de energía y que se describe en forma breve a continuación:
- Se considera la evaporación de un tanque de sección circular que contiene agua, en el cual la tasa se calcula midiendo la disminución de la superficie del agua. Se considera una superficie de control alrededor del tanque que incluya el agua en este y el aire por encima.

$$Er = \frac{Rn}{lv \gamma_w}$$

3.5

$Er$  =Tasa de evaporación.



$R_n$  =Radiación neta.

$I_v$  =Calor latente de vaporización.

$\gamma_w$  =Peso específico del agua.

Para obtener la evaporación, a continuación se describe la metodología empleada de acuerdo con los lineamientos que marca la CONAGUA.

Se obtiene que la lámina de riego necesaria según Thorntwaite en la Cuadro I.5.18, mostrando el valor para cada uno de los meses del año.

Cuadro I.5.17. Ciclos vegetativos de los cultivos que se siembran actualmente\* y los propuestos para riego.

CULTIVOS	CICLO VEGETATIVO	
	Siembra	Cosecha
Avena	Diciembre	Marzo
Cebada	Diciembre	Marzo
Centeno	Enero	Mayo
Frijol	Mayo	Agosto
*Maíz	Mayo	octubre
*Sorgo	Mayo	Septiembre
Trigo	Diciembre	Marzo
*Pastos	Enero	Diciembre
Alfalfa	Enero	Diciembre

A continuación se presentan los cultivos que se propusieron en la zona de estudio y los existentes en el lugar, para calcular las láminas de agua que se presentan en la región.

Cuadro I.5.18. Cálculo de las láminas de agua para cultivos por riego y temporal.

CULTIVOS	Usos consuntivos, lámina de agua en cm											
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Avena	11.99	12.90	9.69	—	—	—	—	—	—	—	—	5.48
Cebada	11.99	12.90	9.69	—	—	—	—	—	—	—	—	5.48
Centeno	4.60	9.63	16.62	16.37	10.09	—	—	—	—	—	—	—
Frijol	—	—	0.00	5.72	13.06	17.75	21.29	11.73	0.00	—	—	—
Maíz	—	—	—	—	4.80	9.60	15.70	17.57	9.24	6.91	0.00	—
Sorgo	—	—	0.00	0.00	5.08	10.95	14.98	13.90	8.20	—	—	—
Trigo	11.99	12.90	9.69	—	—	—	—	—	—	—	—	5.48
Pastos	2.51	3.55	6.62	9.40	12.49	14.00	15.14	15.29	13.57	11.87	9.30	7.71
Alfalfa	2.78	3.72	7.17	10.16	13.49	15.27	16.96	17.51	16.20	14.48	11.84	10.35



## Análisis de la producción actual de los cultivos.

Como parte de la actividad de demandas de Agua para riego se realizó un levantamiento de datos en campo, a través de la aplicación de un cuestionario muy sencillo en la población de Huautla perteneciente al municipio de Tlaquiltenango, con el fin de obtener el volumen de agua requerido en época de estiaje, para sembrar y regar con agua que se extraerá de la presa.

Es establecido en México que el mayor uso que se hace del agua es debido al uso agrícola, no siendo la excepción la zona de estudio; donde sus principales cultivos son el maíz, el sorgo y los pastos, como se muestra en la Cuadro I.1.5.19.

Cuadro I.5.19. Producción agrícola por temporada, en zona de estudio.

Cultivo	Sup. Sembrada (Ha)	Sup. Cosechada (Ha)	Producción (Ton)	Rendimiento (Ton/Ha)	PMR (\$/Ton)	Valor de producción (\$)
Maíz de grano	105.00	105.00	507.00	113.00	\$ 69,000.00	\$ 1,521,000.00
Sorgo	76.50	76.50	425.00	80.00	\$ 35,000.00	\$ 1,062,500.00
Pasto	93.00	93.00	2906.00	583.00	\$ 2,337.00	\$ 357,438.00
	<b>274.50</b>	<b>274.50</b>	<b>3838.00</b>			<b>\$ 2,940,938.00</b>

Los costos de producción que se obtienen en la zona, considerando los tres principales cultivos de la región es de \$2,940,938.00 pesos.

El pasto que siembran en el sitio es para uso de cada propietario de las parcelas, en algunas ocasiones lo rentan para alimentar ganado bovino y vacuno de la región.

Cuadro I.5.20. Superficie de Producción sembrada en la región.

Cultivo	Sup. Sembrada (Ha)	Porcentaje
Maíz de grano	105.00	38.25%
Sorgo	76.50	27.87%
Pasto	93.00	33.88%
	<b>274.50</b>	<b>1.00</b>

Las superficie sembrada es de 274 ha, de las cuales el maíz representa el 38.25% y el pasto el 33.25% del total; el 61.75% corresponde a sorgo y pasto, dichos cultivos se utilizan como alimento para los animales de la región.

El ejido de Huautla cuenta con una extensión de 8000 ha, de las cuales la superficie usada para la producción agrícola representa el 3.43% del total. La eficiencia de los cultivos o cambios de tipo de producción, puede ocasionar un incremento en la producción anual, tanto en costo como en generación de empleo en la región.

El gasto medio anual requerido en época de avenidas o de temporal es de 0.068 m<sup>3</sup>/s, que equivale a un volumen de 1,823,926.18 m<sup>3</sup> anuales.



Cuadro I.5.21. Gasto Anual.

Cultivo	Lámina de agua (cm)	Volumen (m <sup>3</sup> )
Maíz	63.82	651,793.12
Sorgo	53.10	406,249.45
Pastos	121.43	765,883.61
		1,823,926.18

Fuente: Datos obtenidos para el proyecto.

Con el criterio de Penman-Mointeith (FAO-CROPWAT 8.0) el gasto medio anual requerido en época de avenidas o de temporal es de 0.0623 m<sup>3</sup>/s (gasto equivalente por hectárea es de 0.41 l/s/ha.), que equivale a un volumen de 1,978,945.50 m<sup>3</sup> anuales de agua.

Cuadro I.5.22. Gasto medio Anual.

Cultivo	Lámina de agua (cm)	Volumen (m <sup>3</sup> )
Maíz	40.92	429,660.00
Sorgo	34.27	262,165.50
Pastos	138.4	1,287,120.00
		1,978,945.50

Fuente: Datos obtenidos del programa CROPWAT 8.0.

El análisis de ambos criterios es válido, ya que el Método de Blaney-Cridley dio un gasto de 0.068 m<sup>3</sup>/s y el de la FAO es de 0.0623 m<sup>3</sup>/s, la recomendación es seguir el de la FAO ya que para su análisis hace otro tipo de consideraciones que el criterio de B-C no utiliza.

### **Análisis de los posibles cultivos a sembrar en la zona de estudio.**

A continuación se generan varios escenarios para los cultivos que se realizaran en época de estiaje para obtener un incremento en el área cultivada. De acuerdo con observaciones y características topográficas del sitio, hay parcelas que se descartan porque el agua a ese sitio llegaría por bombeo por eso disminuye el área de cultivo en esa época.

En la Cuadro I.5.23, se presentan los cultivos que se propusieron en la zona de estudio y los existentes en el lugar, con ello se incrementara el área de cultivo en cuanto a la producción anual de la región, y con ello teniendo un impacto económico mayor haciendo más atractivo la construcción de la presa.





Cuadro I.5.23. Áreas a sembrar en época de estiaje, que se hará con riego y de temporal \*, para los cultivos mostrados en este apartado.

Cultivo	Ciclo vegetativo		Riego	Temporal
Avena	Diciembre	Marzo	24.0	
Cebada	Diciembre	Marzo	18.0	
Centeno	Enero	Mayo	17.0	
Frijol	Mayo	Agosto		
Maíz	Abril	Agosto		105.0
Sorgo	Mayo	Septiembre		76.5
Trigo	Diciembre	Marzo	40.0	
Pastos	Enero	Diciembre	60.0	93.0
Alfalfa	Enero	Diciembre	33.0	
			<b>192.0</b>	<b>274.5</b>

Considerando el Cuadro I.5.24 donde se muestra un aumento en la producción de los cultivos propuestos, los cuales se realizarán en las parcelas que se siembran en época de temporal, este conlleva a un incremento significativo de los costos de producción de la región y que se presentan anualmente en un año. El valor de la producción promedio es de \$460,064.00 pesos, que se obtiene de cosechar 192 ha y que se suma a las anteriores 274 ha, que en total se obtienen 466 ha, en dos ciclos de cultivo. Los costos de producción que se tienen para riego representan una sexta parte del que se obtiene en época de lluvias.

Cuadro I.5.24. Producción agrícola sustituyendo cultivos.

Cultivos	Sup. Sembrada (Ha)	Sup. Cosechada (Ha)	Producción (Ton)	Rendimiento (Ton/Ha)	PMR (\$/Ton)	Valor de producción (\$)
Avena	24.0	24.0	288.00	12.00	\$ 132.00	\$ 38,016.00
Cebada	18.0	18.0	90.00	5.00	\$ 125.00	\$ 11,250.00
Centeno	17.0	17.0	102.00	6.00	\$ 129.00	\$ 13,158.00
Trigo	40.0	40.0	200.00	5.00	\$ 142.00	\$ 28,400.00
Pastos	60.0	60.0	1800.00	30.00	\$ 123.00	\$ 221,400.00
Alfalfa	33.0	33.0	1155.00	35.00	\$ 128.00	\$ 147,840.00
	<b>192.0</b>					\$ 460,064.00

A continuación se los principales volúmenes mensuales, por temporal, riego y la suma de ambos. Así como el gasto medio mensual que se obtiene a partir de las 466 parcelas en dos ciclos de cultivo.



Cuadro I.5.25. Demanda de agua para riego (temporal y riego).

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio
Temporal	0	0	0	0	52635.633	109677.59
Riego	242451.81	294302.12	444962.68	409960.47	20736.768	0
Riego+Temporal	242451.81	294302.12	444962.68	409960.47	73372.401	109677.59
Días al mes	31	28	31	30	31	30
Q (m <sup>3</sup> /s)	0.0905211	0.1216527	0.16613	0.1581638	0.0273941	0.0423139
	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temporal	-	-	-	-	52,635.63	109,677.59
Riego	42,451.81	294,302.12	444,962.68	409,960.47	20,736.77	-
Riego+Temporal	242,451.81	294,302.12	444,962.68	409,960.47	73,372.40	109,677.59
Días al mes	31	31	30	31	30	31
Q (m <sup>3</sup> /s)	0.0905	0.1099	0.1717	0.1531	0.0283	0.0409

En este apartado se concluye que la dotación de agua requerida para riego es de 0.25 l/s/ha, lo que representa un gasto medio diario para poder cumplir con el riego propuesto en época de estiaje.

Cuadro I.5.26. Riego.

Concepto	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
Req.de riego area real (l/s/h)	0.1100	0.3000	0.5200	0.6300	0.5000	0.3200
Req.de riego area real (m <sup>3</sup> /s)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Volumen de agua (m <sup>3</sup> )	236,736.00	762,816.00	1,620,096.00	1,927,104.00	1,479,360.00	460,281.60
	Jul	Ago.	Sep.	Oct	Nov	Dic
Req.de riego area real (l/s/h)	0.5100	0.4600	0.2600	0.4300	0.4100	0.3800
Req.de riego area real (m <sup>3</sup> /s)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Volumen de agua (m <sup>3</sup> )	302,061.85	163,992.86	21,048.44	4,858.16	1,380.10	-

En esta parte se concluye que la dotación de agua requerida para riego es de 0.0412 m<sup>3</sup>/s (equivalente a 0.4025 l/s/ha), y esto representa un gasto medio diario de 1.4 l/s para poder cumplir con la demanda de riego en época de estiaje.

Finalmente, se determinaron las demandas para satisfacer las necesidades de Agua Potable para la localidad, dado que el objetivo de este Proyecto será beneficiar con agua a la localidad de Huautla, en el municipio de Tlaquiltenango, Mor., satisfaciendo primeramente las necesidades de consumo humano para la población. La demanda para este uso, se tomó de los estudios previos realizados por la CEAMA para esta localidad, en la siguiente tabla se observan las demandas medias mensuales para agua potable.

Cuadro I.5.27. Demanda para agua potable.

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Q (l/s)	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00

Una vez obtenida la información diversa para la simulación, se realizó el funcionamiento del vaso de la Presa El Pochote.



## Funcionamiento Analítico del Vaso.

Con respecto a los niveles característicos, el Nivel Inicial del Almacenamiento (NIA) para la simulación del vaso se asoció directamente con el volumen de agua almacenado, es un parámetro supuesto por el consultor que se define con base en su conocimiento y experiencia. Idealmente conviene iniciar el funcionamiento de un vaso con el nivel del agua hasta el NAMO, para disponer de la máxima regulación de los escurrimientos y garantizar la extracción con los menores déficit's, pero en la práctica esto es poco probable debido a que se requiere de presas muy altas, sobrestimando el aprovechamiento al suponer que el NAMO sea el nivel medio en el vaso con escurrimientos generalmente intermitentes; por otro lado, suponiendo el NAMO como nivel medio en el vaso se disminuye la capacidad para regular las grandes avenidas, se disminuye la seguridad hidrológica aguas y se requiere de obras de excedencias muy grandes y costosas. Por lo anterior, se propone un NIA que corresponde al 75% de la capacidad total hasta el NAMO, de este modo iniciamos con un volumen del orden del 50% de la capacidad útil del vaso, lo cual es muy favorable para las deficiencias del aprovechamiento y al mismo tiempo para la regulación de las avenidas extraordinarias.

Cabe señalar que la construcción de presa de almacenamiento se propuso suponiendo alturas máximas del orden de 13 a 15 m, para garantizar su factibilidad desde el punto de vista de rentabilidad del proyecto, sin embargo, para el almacenamiento ésta condición es una limitante pues la capacidad para estas alturas oscila entre 87,650 y 124,988 m<sup>3</sup>, aunado a esto, la cantidad de sedimentos que se estima para 50 años es grande, por lo tanto será necesario elaborar proyectos complementarios para control de azolves, dejando la capacidad total de la presa para regulación de los escurrimientos, de modo tal que se puede suponer el NAMIN al nivel que corresponde a una capacidad de 0.010 Mm<sup>3</sup>, como ya se mencionó anteriormente.

En resumen, los niveles característicos que inicialmente se proponen para el funcionamiento del vaso son:

Cuadro I.5.28. Niveles característicos del funcionamiento del vaso.

PRESA	NAMIN		NAMO		NIA	
	ELEV. (msnm)	VOL. (Mm <sup>3</sup> )	ELEV. (msnm)	VOL. (Mm <sup>3</sup> )	ELEV. (msnm)	VOL. (Mm <sup>3</sup> )
EL POCHOTE	1,122.35	0.0100	1,130.50	0.115	1,129.00	0.088

Con respecto al aprovechamiento, el uso del agua está sujeto a cumplir un orden de prioridades y un máximo de déficit en las extracciones reales. Las prioridades están íntimamente ligadas a los déficit's, los cuales fueron aprobados en su debido momento por la supervisión, quedando establecido que para la extracción con fines de abastecimiento de agua potable se considerara prioridad 1 con un déficit fijo e invariable de 0%; para las demandas asociadas al riego, se consideraron prioridades 2 con un déficit máximo de 5%.



Una vez que se da toda la información de la presa al modelo de simulación, se inicia propiamente el proceso de cálculo, para lo cual se define el esquema del sistema de presas por simular y las condiciones de operación que se proponen. Finalmente, de los resultados obtenidos se hace un resumen de lo más significativos, destacando los déficit's y derrames de la presa, mismos que permiten definir la relación que se tiene entre la capacidad de almacenamiento y regulación del vaso con las demandas solicitadas.

Para efecto de hacer las simulaciones más convenientes, sin limitar o exceder el número de análisis, se establecieron 3 esquemas de simulación:

**I.** En primer lugar se analizó el funcionamiento de la Presa El Pochote, con el fin de establecer la mejor política de operación a nivel mensual para esta presa, considerando las demandas para Agua Potable únicamente. En este sentido, para considerar las demandas o extracciones de esta presa se realizaron varios análisis, variando el NAMO, con el propósito de determinar la altura del mismo para Agua Potable sin que se presenten déficit's (0%).

De los resultados obtenidos en cada uno de los análisis que se realizaron se determinó que para este esquema de Agua Potable, el mejor funcionamiento se tiene con una altura al NAMO de 1,128.50 msnm correspondiente a una altura de 12.70 m, ya que para la demanda de agua propuesta el déficit observado en todos los meses es 0%. Por lo tanto, para el primer esquema de funcionamiento los niveles característicos de proyecto son:

Cuadro I.1.5.29. Niveles característicos de Proyecto de la Presa El Pochote (Agua Potable).

RÍO		NAMIN		NAMO		
ELEV. (msnm)	CAP. (m <sup>3</sup> )	ELEV. (msnm)	CAP. (m <sup>3</sup> )	ELEV. (msnm)	CAP. TOTAL (m <sup>3</sup> )	CAP. ÚTIL (m <sup>3</sup> )
1,115.80	0.00	1,122.35	10,000.00	1,128.50	79,486.30	69,486.30

**II.** Para el segundo esquema de simulación de la Presa El Pochote, se consideraron las demandas para Riego únicamente. En este sentido, se varió la demanda para riego, con el propósito de determinar que demanda para riego se puede extraer con deficit's hasta del 5% para alturas del NAMO entre 14 y 15 metros.

Como la demanda de agua para riego es muy alta para regar las 466 ha que representa el 100%, en comparación con la disponibilidad (escurrimiento medio anual del sitio) y la capacidad de la presa está condicionada a alturas de entre 14 y 15 metros, se determinaron demandas con menor porcentaje para poder determinar la demanda de agua para riego que se puede extraer de la presa con una altura al NAMO de entre 14 y 15 metros. En el Cuadro I.5.30, se puede ver las demandas para riego con los diferentes porcentajes.



Cuadro I.5.30. Demanda para riego (l/s).

Mes	100% ha.	7% ha.	6.5% ha.	5% ha.	3% ha.	2% ha.
Enero	65.14	4.56	4.23	3.26	1.95	1.30
Febrero	88.81	6.22	5.77	4.44	2.66	1.78
Marzo	106.42	7.45	6.92	5.32	3.19	2.13
Abril	107.79	7.55	7.01	5.39	3.23	2.16
Mayo	25.23	1.77	1.64	1.26	0.76	0.50
Junio	38.90	2.72	2.53	1.94	1.17	0.78
Julio	61.54	4.31	4.00	3.08	1.85	1.23
Agosto	68.88	4.82	4.48	3.44	2.07	1.38
Septiembre	37.44	2.62	2.43	1.87	1.12	0.75
Octubre	27.07	1.90	1.76	1.35	0.81	0.54
Noviembre	109.22	7.65	7.10	5.46	3.28	2.18
Diciembre	34.05	2.38	2.21	1.70	1.02	0.68

De los resultados obtenidos en cada uno de los análisis que se realizaron se determinó que para este esquema de Riego, el mejor funcionamiento se tiene con una altura al NAMO de 1,130.00 msnm correspondiente a una altura de 14.20 m, ya que para la demanda de agua propuesta el déficit observado es menor al 5%. Por lo tanto, para el segundo esquema de funcionamiento los niveles característicos de proyecto son:

Cuadro I.5.31. Niveles característicos de proyecto de la presa El Pochote (riego)

RÍO		NAMIN		NAMO		
ELEV. (msnm)	CAP. (m <sup>3</sup> )	ELEV. (msnm)	CAP. (m <sup>3</sup> )	ELEV. (msnm)	CAP. TOTAL (m <sup>3</sup> )	CAP. ÚTIL (m <sup>3</sup> )
1,115.80	0.00	1,122.35	10,000.00	1,130.00	105,507.91	95,507.91

**III.** Para el tercer esquema de simulación de la Presa El Pochote, se consideraron las demandas tanto para Agua Potable como para Riego. En este sentido, se varió la demanda para riego, con el propósito de determinar que demanda para riego se puede extraer con deficit's hasta del 5% para alturas del NAMO entre 14 y 15 metros, sin que se tenga deficit's en la demanda de agua potable, toda vez que el proyecto será beneficiar con agua a la localidad de Huautla, satisfaciendo primeramente las necesidades de consumo humano para la población.

De los resultados obtenidos en cada uno de los análisis que se realizaron se determinó que para este esquema de Agua Potable y Riego, el mejor funcionamiento se tiene con una altura al NAMO a la 1,130.00 msnm correspondiente a una altura de 14.20 m, ya que para la demanda de agua propuesta el déficit observado en todos los meses es 0%, el déficit para riego es menor al 5% Por lo tanto, para el tercer esquema de funcionamiento los niveles característicos de proyecto son:



Cuadro I.5.32. Niveles característicos de proyecto de la presa El Pochote (Agua potable y Riego).

RÍO		NAMIN		NAMO		
ELEV. (msnm)	CAP. (m <sup>3</sup> )	ELEV. (msnm)	CAP. (m <sup>3</sup> )	ELEV. (msnm)	CAP. TOTAL (m <sup>3</sup> )	CAP. ÚTIL (m <sup>3</sup> )
1,115.80	0.00	1122.35	10,000.00	1,130.00	105,507.91	95,507.91

#### **IV.4 TRÁNSITO DE LA AVENIDA (POR VERTEDOR, POR CAUCE, CONTROL DE AVENIDAS, SELECCIÓN DE LA OPCIÓN MÁS ADECUADA E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS, ESTIMACIONES DEL BORDO LIBRE).**

El análisis hidrológico tiene como objetivo principal la determinación del comportamiento del agua superficial en un cauce o un vaso de almacenamiento, debido al escurrimiento o depósito del agua que se precipita y escurre por los cauces de acuerdo a la dinámica del ciclo hidrológico. En esta parte del estudio es de interés el análisis de las avenidas extraordinarias que pueden presentarse en la Presa El Pochote para determinar la cantidad de agua excedente y definir las políticas más adecuadas para abatir los picos, almacenando estos volúmenes de agua y de ser posible complementar el abasto de las demandas para Agua Potable en la época de sequías.

Vale la pena señalar que el conocimiento anticipado de los efectos de una avenida constituye la base para tomar las medidas preventivas más convenientes, en caso de que se tenga la ocurrencia de algún evento hidrológico extraordinario que pueda ocasionar problemas por inundación, debido al desbordamiento de un cauce o un vaso de almacenamiento. En este sentido, el tránsito de avenidas en vasos es el análisis por medio del cual se puede conocer la evolución, con respecto al tiempo, de los niveles del agua en un almacenamiento cuando se presenta una avenida extraordinaria.

##### **Tránsito de Avenidas.**

El análisis del tránsito de una avenida concluye con la determinación del comportamiento de los niveles del agua en un vaso de almacenamiento o en una zona de inundación, debido a la ocurrencia de una avenida extraordinaria; además, sirve para determinar el hidrograma de salida del vaso y su capacidad de regulación. En este sentido, los resultados más importantes de un tránsito de avenidas son:

- Evolución de los niveles del agua en el vaso.**
- Nivel de Aguas Máximas Extraordinario (NAME).**
- Hidrograma de salida por el vertedor.**

La variación de los niveles del agua en el vaso ayuda a definir la política de operación más adecuada, tanto de la obra de excedencias como de la obra de toma. La definición del NAME por su parte, contribuye en la determinación de la altura de la cortina, además en la



---

---

determinación de la capacidad de regulación de avenidas. Por último, el hidrograma de salida ayuda a dimensionar las distintas partes de la obra de excedencias.

Numéricamente la simulación del tránsito de una avenida es un análisis muy simple, basado en las ecuaciones fundamentales de la hidráulica aplicada al análisis del comportamiento del agua cuando se presentan avenidas extraordinarias, específicamente la ecuación de continuidad, que en un intervalo de tiempo  $\Delta t$  dado se expresa de la siguiente forma:

$$V_e - V_s = \Delta V$$

Dónde:

$V_e$  : Volumen de entrada a la zona de inundación, en un intervalo de tiempo  $\Delta t$ .

$V_s$  : Volumen de salida de la zona de inundación, en un intervalo de tiempo  $\Delta t$ .

$\Delta V$  : Variación del volumen almacenado en la zona de inundación, durante el intervalo de tiempo  $\Delta t$ .

La simulación del tránsito de una avenida es un análisis que requiere de ciertas actividades esenciales, con las que se puede determinar la configuración del vaso que se forma en la zona de inundación y las características geométricas de las obras que permiten la descarga de los excedentes de agua, esto es la curva elevaciones-capacidades del vaso de almacenamiento y las curvas elevaciones-descargas de la obra de toma.

En cuanto a la curva elevaciones-capacidades se utilizaron los datos obtenidos para la simulación del funcionamiento del vaso de la presa el Pochote, sólo que en este caso no se considera el área en virtud de que la evaporación no tiene una influencia significativa durante el paso de una avenida. Respecto a la curva elevaciones-descargas por la obra de toma, en este caso no se utilizó debido a que el gasto descargado es poco significativo en comparación con el gasto pico de la avenida.

Con base en lo anterior, se realizó la simulación del tránsito de las avenidas, para lo cual se utilizó un programa de computadora, cuyo algoritmo facilita el proceso de cálculo y permite hacer diversos análisis, para definir, en su caso, la condición para la regularización de la avenida. Las consideraciones básicas para realizar la simulación del tránsito de avenidas en el vaso fueron las siguientes:

Evolución de los niveles del agua en el vaso.

Se consideró un hidrograma de entrada con gastos a cada minuto.

Se consideró la curva elevaciones-capacidades del vaso utilizada en la simulación del funcionamiento del vaso.



Se consideró como NAMO para la simulación del tránsito el Nivel de Aguas Máximas Ordinarias determinado en el funcionamiento del vaso.

Se consideró como nivel inicial para la simulación del tránsito el Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO) determinado en el funcionamiento del vaso.

El periodo de retorno considerado para la avenida de ingreso al vaso fue de 1,000 años.

Se consideró un vertedor de cresta libre, perfil tipo Creager.

El coeficiente de descarga utilizado fue  $C_d = 2.00$ .

Analizando la representación gráfica de los resultados del tránsito de avenidas, se puede observar que la longitud óptima del vertedor se tiene cuando se interceptan las curvas Longitud del Vertedor-Gastos Regularizados y Longitud del Vertedor-Elevación del NAME, ya que ahí se tiene la mejor relación entre la longitud del vertedor, la elevación del NAME y el gasto regularizado; para esta condición de tránsito se tiene una longitud de vertedor de 46.50 m, un gasto derramado de 18.32 m<sup>3</sup>/s y una carga hidráulica de 0.34 m sobre la cresta. Sin embargo, se consideró una longitud de vertedor de 50 m en virtud de que la regularización en este caso no es una restricción, ya que no hay aprovechamientos de las avenidas y no se tiene conocimiento de afectaciones históricas aguas abajo, por el contrario la altura de la cortina si es una limitante.

Para la condición de tránsito propuesta para este estudio (longitud de vertedor de 50 m) los resultados más importantes en la Presa El pochote son:

Periodo de retorno : 1,000 años

Gasto pico de la avenida : 18.80 m<sup>3</sup>/s

Longitud del vertedor : 50.00 m

Coeficiente de descarga : 2.00

Gasto máximo derramado : 18.29 m<sup>3</sup>/s

Carga máxima sobre el vertedor : 0.32 m

Estos resultados corresponden a la Presa El Pochote tomando el NAMO (1,130.00 msnm), que resultó del funcionamiento de vaso considerando las demandas de Agua Potable y de Riego.

Sin embargo, igualmente se realizó el tránsito correspondiente al NAMO (1,128.50 msnm), que resultó del funcionamiento de vaso considerando únicamente la demanda de Agua Potable, los resultados se pueden ver en el Cuadro I.5.33.





Cuadro I.5.33. Resumen de Transito en vaso de La Presa El Pochote para Agua Potable.

NOMBRE PRESA	LONGITUD DE VERTEDOR L ( m )	COEFICIENTE DE DESCARGA ( adim )	CARGA SOBRE VERTEDOR H ( m )	GASTO DERRAMADO Q ( m <sup>3</sup> /s )	VOLUMEN DERRAMADO ( Mm <sup>3</sup> )	FONDO DEL CAUCE ( msnm )	NAMINO ( msnm )	NAMO ( msnm )	NAME ( msnm )	ALTURA AL NAME ( m )
POCHOTE	50.00	2.00	0.32	18.20	20.16	1,115.80	1,122.35	1,128.50	1,128.82	13.02

## DISEÑO HIDROLÓGICO.

El diseño hidrológico, en su concepción más simple, consiste en la definición de los datos que se utilizarán para el diseño geométrico y estructural de las obras hidráulicas de una presa, esto es los niveles del agua en el vaso y los caudales que se descargan por la obra de toma y por la obra de excedencias. La mayor parte de esta información se obtiene al integrar los resultados de la simulación del funcionamiento del vaso de la presa y el tránsito de avenidas en vasos, pero a estos datos hay que añadir la magnitud del bordo libre.

### Bordo Libre.

Con objeto de evitar que el agua rebase la corona de la cortina por efecto del oleaje, para minimizar el riesgo de un desbordamiento que afecte la estabilidad de la cortina y provoque daños aguas abajo de ésta, se estimó la altura que se requiere para este fin, usualmente conocida como Bordo Libre (BL). Para la definición del BL generalmente se plantean dos criterios: un bordo libre mínimo, definido como la diferencia entre la corona y el Nivel de Aguas Máximas Extraordinario (NAME) en el vaso, que puede ocurrir cuando se presenta una avenida y las obras funcionan como se proyectaron; y el bordo libre normal, definido como la diferencia entre la corona y el Nivel de Aguas Máximas Ordinario (NAMO), que puede ocurrir cuando se presenta una avenida en operación normal, esto es a vaso lleno.

Para el estudio de la presa El Pochote se consideró el primer criterio, que define al BL como la diferencia entre el nivel de corona y el NAME, ya que hidrológicamente es la condición más favorable para el fin que se persigue. Sin embargo, para cualquiera de los dos criterios la determinación de la magnitud del BL se hace calculando una altura de ola, que básicamente está en función de la velocidad del viento que puede presentarse y la longitud en la cual actúa sobre el agua para generar dicho oleaje, esta longitud es conocida como "fetch"; además, también influye la longitud de la pendiente de la sección transversal de la cortina, su revestimiento y la profundidad media del embalse.

En cuanto al fetch se refiere, frecuentemente se considera como la distancia en la cual el viento actúa sobre la masa de agua y se define, para embalses, como la distancia más larga, a partir del dique, que puede recorrerse en línea recta sobre el vaso.

Para el cálculo del bordo libre existen varios métodos, entre los más conocidos se encuentran:



---

---

CRITERIO DEL U.S. BUREAU OF RECLAMATION. Este es un método que se recomienda cuando no se tiene información disponible.

EL METODO SAVILLE. Este método se basa en la relación entre el fetch (en kilómetros), la velocidad del viento (en kilómetros por hora) y el periodo T de la ola (en segundos).

METODO DE BRETSCHEIDER. Este se recomienda para cálculos preliminares, fetch cortos y velocidades de viento altas, se utiliza originalmente para parámetros de oleaje en el mar.

METODO COMBINADO DE KNAPEN. Este método se basa en la relación entre el fetch (en kilómetros) y la velocidad de Ola (en m/s).

METODO DEL SHORE PROTECTION MANUAL. Este método se recomienda para cuando el fetch es limitado. Los valores obtenidos en este método son para el bordo libre normal de 0.043 m.

Considerando que la información disponible es mínima, se propuso usar la metodología del CRITERIO DEL U.S. BUREAU OF RECLAMATION

En este método se definen dos bordos libres:

Bordo libre normal: Es la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el NAMO.

Bordo libre mínimo: Es la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el NAME.

La obtención del bordo libre requiere de determinación de la altura y del efecto de las olas.

La altura de las olas generadas por los vientos en un vaso depende de la velocidad de los mismos, de su duración, del fetch, de la profundidad y de la anchura del vaso.

La American Society of Civil Engineers, presenta un resumen de las fórmulas empíricas propuestas para la determinación de la altura de las olas, del cual se construyó el siguiente cuadro (Bureau, 1982).



Cuadro I.5.34. Determinación de la altura de las olas.

Fetch (km)	Velocidad del viento (km/h)	Altura de las olas (m)
1.6	32.2	0.82
1.6	120.7	0.91
4	80.5	0.98
4	120.7	1.10
4	160.9	1.19
8	80.5	1.13
8	120.7	1.31
8	160.9	1.46
16	80.5	1.37
16	120.7	1.65
16	160.9	1.86

Altura de las olas, en función de la velocidad del viento (Bureau, 1982)

El bordo libre normal debe estimarse con una velocidad de 160 kilómetros por hora y el bordo libre mínimo en una velocidad de 80 kilómetros por hora (Bureau, 1982). Basándose en estas suposiciones y las consideraciones mencionadas anteriormente, se presenta el Cuadro I.5.35 con una lista de las magnitudes mínimas recomendadas para el bordo libre normal y mínimo sobre terraplenes cubiertos por enrocamiento.

Cuadro I.5.35. Magnitudes mínimas para el borde libre normal y mínimo

Fetch (km)	Bordo libre Normal (m)	Bordo libre mínimo (m)
Menor a 1.6	1.22	0.91
1.6	1.52	1.22
4	1.83	1.52
8	2.44	1.83
16	3.05	2.13

Determinación del bordo libre en función de la longitud del fetch y las velocidades de viento recomendadas (Bureau, 1982)

Así pues, se tiene que para el valor del Fetch igual a 0.116 km. en el vaso de la Presa El Pochote, el bordo libre normal y mínimo son los mostrados en el Cuadro I.1.5.36.

Cuadro I.5.36. Valor del Fetch del vaso de la Presa El Pochote.

Presa	NAMO	NAME	B. L. Normal	B. L. Mínimo	Elevación de la Corona (msnm)	
					B. L. Normal	B. L. Mínimo
El Pochote A.P.	1,128.50	1,128.82	1.22	0.91	1,129.72	1,129.73
El Pochote A.P. Y RIEGO	1,130.00	1,130.32	1.22	0.91	1,131.22	1,131.23

Valor del bordo libre con el Criterio del Bureau of Reclamation

De acuerdo con los valores, del NAMO y NAME y los bordos libres normal y crítico, el valor del bordo libre que rige en los vasos es bordo libre mínimo, por lo tanto el valor del Bordo libre es de 0.91.



---

---

Para efecto de contar con un parámetro de comparación, también se utilizó el método combinado de Knapen, en el cual el bordo libre mínimo se calcula con la siguiente expresión:

$$BL_{(mím)} = 0.75 H_o + (V_g)^2 / 2g$$

Dónde:

$H_o$ : Altura de la Ola según Stevinson.

$V_g$ : Velocidad de Ola según Gaivard.

$$H_o = 0.76 + 0.34 (F)^{1/2} - 0.26 (F)^{1/4}$$

Dónde:

F: fetch en Km.

Para el vaso de la Presa el Pochote el fetch es igual a 0.116 Km.

Por lo tanto:

$$H_o = 0.76 + 0.34 (0.116)^{1/2} - 0.26 (0.116)^{1/4}$$

$$H_o = 0.72 \text{ m.}$$

$$V_g = 1.52 + 2 H_o$$

Por lo tanto:

$$V_g = 1.52 + 2 (0.72), V_g = 2.97 \text{ m/s}$$

$$BL_{(mím)} = 0.75 (0.72) + (2.97)^2 / 2(9.81)$$

$$BL_{(mím)} = 0.99 \text{ m.}$$

Como se puede ver, los resultados son muy parecidos en los métodos CRITERIO DEL U.S. BUREAU OF RECLAMATION y METODO COMBINADO DE KNAPEN. Por lo anterior, se recomienda un bordo libre de 1.0 m., para garantizar mayor seguridad hidrológica y también garantizar mayor seguridad estructural de la cortina.



---

---

## **Diseño Hidrológico de la Presa El Pochote con Demanda de Agua Potable y Riego.**

Elevación del fondo del Cauce: 1,115.80 msnm

NAMIN (Umbral de la Obra de Toma): 1,122.35 msnm

NAMO (Cresta Vertedora): 1,130.00 msnm

NAME: 1,130.32 msnm

Elevación de la Corona: 1,131.32 msnm

Altura de Cortina: 15.52 m

Longitud de Cortina: 72.00 m

Área de Embalse al NAMO: 1.86 ha

Área de Embalse al NAME: 1.90 ha

Capacidad al NAMIN : 0.010 Mm<sup>3</sup>

Capacidad al NAMO: 0.105 Mm<sup>3</sup>

Capacidad al NAME: 0.110 Mm<sup>3</sup>

Capacidad para Azolves: 0.010 Mm<sup>3</sup>

Capacidad Útil: 0.095 Mm<sup>3</sup>

Súper Almacenamiento: 0.005 Mm<sup>3</sup>

**Longitud Libre de la Cresta Vertedora : 50.00 m.  
(Vertedor Perfil Creager)**

Coeficiente de Descarga: 2.00

Carga Máxima sobre el Vertedor: 0.32 m

**Gasto Medio Anual de Ingreso al Vaso: 0.014 m<sup>3</sup>/s  
(1962-2008)**

**Gasto Máximo de Ingreso al Vaso: 18.80 m<sup>3</sup>/s  
(Tr = 1,000 años)**

Gasto Medio Anual por Obra de Toma: 4.0 l/s



---

---

Gasto Máximo por Obra de Toma: 4.0 l/s

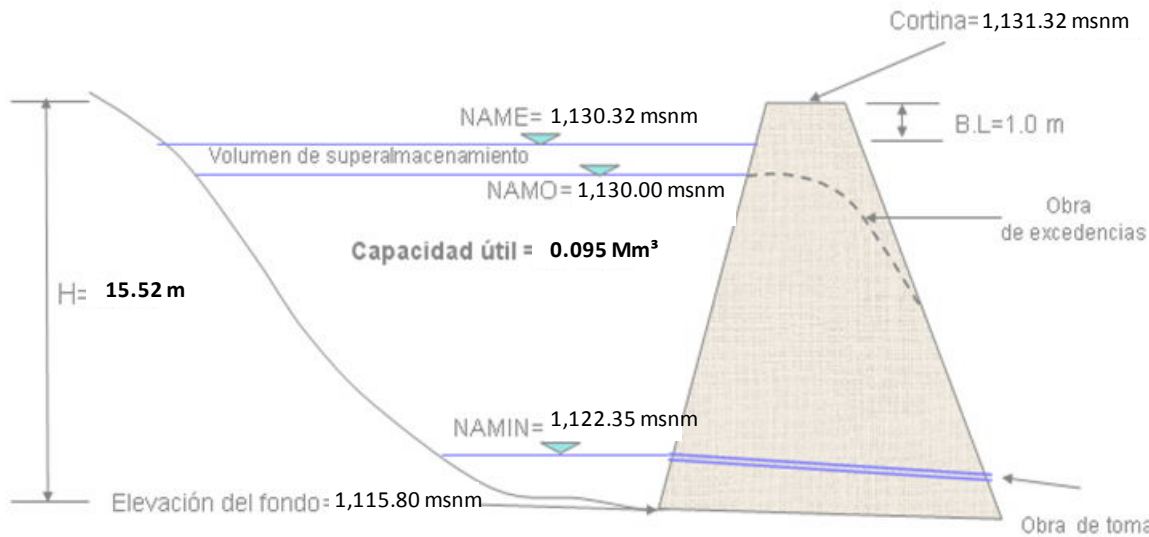
Gasto máximo por la obra de excedencias : 18.29 m<sup>3</sup>/s

**Volumen de la avenida de ingreso al vaso: 20.70 Mm<sup>3</sup>**  
**(Tr = 1,000 años)**

**Volumen de salida por la obra de excedencias: 20.24 Mm<sup>3</sup>**  
**(Tr = 1,000 años)**



Figura I.5.2. Dimensiones del vaso Presa El Pochote (Agua Potable y Riego).



### Diseño Hidrológico de la Presa El Pochote con Demanda de Agua Potable Solamente.

Elevación del fondo del Cauce: 1,115.80 msnm

NAMIN (Umbral de la Obra de Toma): 1,122.35 msnm

NAMO (Cresta Vertedora): 1,128.50 msnm

NAME: 1,128.82 msnm

Elevación de la Corona: 1,129.82 msnm

Altura de Cortina: 14.02 m

Longitud de Cortina: 70.00 m

Área de Embalse al NAMO: 1.63 ha

Área de Embalse al NAME: 1.67 ha

Capacidad al NAMIN : 0.010 Mm<sup>3</sup>

Capacidad al NAMO: 0.079 Mm<sup>3</sup>

Capacidad al NAME: 0.083 Mm<sup>3</sup>



Capacidad para Azolves: 0.010 Mm<sup>3</sup>

Capacidad Útil: 0.069 Mm<sup>3</sup>

Súper Almacenamiento: 0.004 Mm<sup>3</sup>

**Longitud Libre de la Cresta Vertedora : 50.00 m**  
**(Vertedor Perfil Creager)**

Coeficiente de Descarga: 2.00

Carga Máxima sobre el Vertedor: 0.32 m

**Gasto Medio Anual de Ingreso al Vaso: 0.014 m<sup>3</sup>/s**  
**(1962-2008)**

**Gasto Máximo de Ingreso al Vaso: 18.80 m<sup>3</sup>/s**  
**(Tr = 1,000 años)**

Gasto Medio Anual por Obra de Toma: 3.0 l/s

Gasto Máximo por Obra de Toma: 3.0 l/s

Gasto máximo por la obra de excedencias : 18.20 m<sup>3</sup>/s

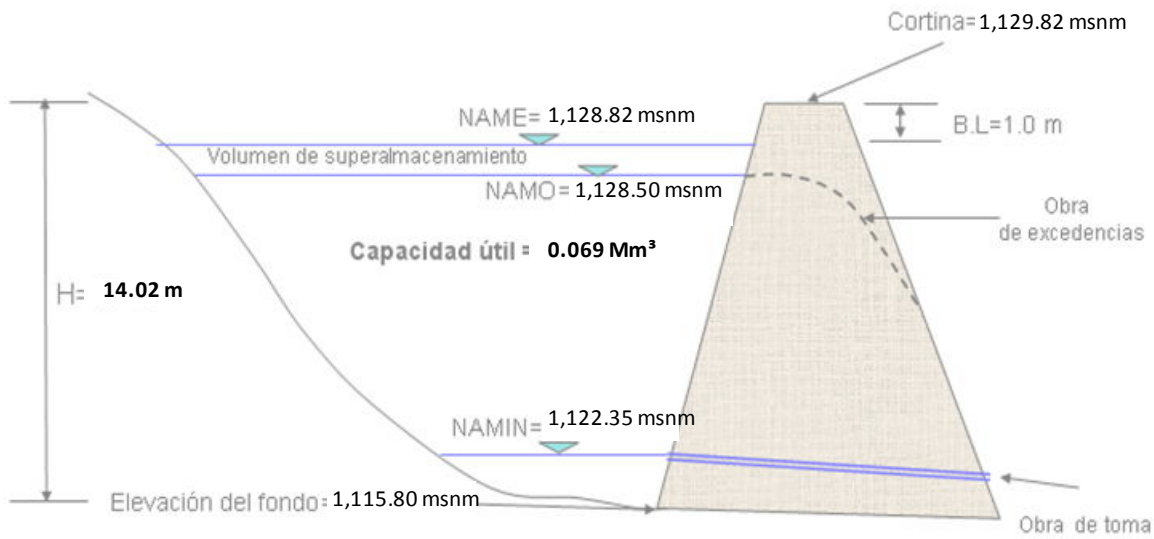
**Volumen de la avenida de ingreso al vaso: 20.70 Mm<sup>3</sup>**  
**(Tr = 1,000 años)**

**Volumen de salida por la obra de excedencias: 20.16 Mm<sup>3</sup>**  
**(Tr = 1,000 años)**





Imagen I.5.3. Dimensiones del vaso Presa El Pochote (Agua Potable).





## IV.5 ESTUDIO DE LA CALIDAD DEL AGUA.

Sin duda uno de los aspectos de mayor relevancia es conocer la calidad del agua que se almacenara en la presa, tomando en cuenta que se utilizará para riego y tal vez en un futuro para uso doméstico.

### Toma de muestras para análisis de calidad de agua.

Para establecer si el agua que escurre sobre el cauce es apta para consumo humano, se tomó una muestra de agua y se envió al laboratorio para que se le practicaran análisis físico-químicos de acuerdo a lo establecido en las Normas Oficiales Mexicanas vigentes, **modificación a la norma oficial mexicana NOM-127-SSA 1-1994. Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización** (Diario Oficial de la Federación con fecha 22 de Noviembre del 2000).

### Estudios de laboratorio.

Los análisis de laboratorio nos permiten conocer las características físico-químicas del agua y compararlas contra los límites permisibles que marca la normatividad descrita, permitiéndonos proponer el mejor proceso de potabilización en caso de ser necesario.

Cuadro I.6.1 Valores permisibles y resultados del análisis físico – químico.

PARÁMETRO (Unidades)	RESULTADO	MÁXIMO PERMISIBLE	MÉTODO NMX-AA
pH; Unidades de Ph	6.78	6.5 a 8.5	008-SCFI-2000
Conductividad; $\mu\text{S}/\text{cm}$	539	No establece	093-SCFI-2000
Color verdadero; U Pt-Co	75	20	045-SCFI-2001
Color aparente; U Pt-Co	150	No establece	045-SCFI-2001
Oxígeno disuelto; mg/L	6.09	No establece	012-SCFI-2001
Turbiedad; UTN	35	5	038-SCFI-2001
Sólidos Totales; mg/L	290	No establece	034-SCFI-2001
Dureza total como $\text{CaCO}_3$ ; mg/L	201.3	500	072-SCFI-2001
Dureza de calcio como $\text{CaCO}_3$ ; mg/L	199.6	No establece	3500-Ca-B-SM-1998
Sodio; mg/L	30.16	200	051-SCFI-2001
Calcio; mg/L	41.49	No establece	051-SCFI-2001
Magnesio; mg/L	15.36	No establece	051-SCFI-2001
Potasio; mg/L	10.69	No establece	051-SCFI-2001
Hidróxidos como $\text{CaCO}_3$ ; mg/L	< 2.0	No establece	051-SCFI-2001
Cloruros; mg/L	19.7	250	073-SCFI-2001
Sulfatos; mg/L	17.12	400	74-1981
Carbonatos como $\text{CaCO}_3$ ; mg/L	<2.0	No establece	036-SCFI-2001
Bicarbonatos como $\text{CaCO}_3$ ; mg/L	223.0	No establece	036-SCFI-2001
Nitratos; mg/L	<0.09	10	079-SCFI-2001
Fluoruros; mg/L	0.22	1.5	077-SCFI-2001



Como se puede apreciar en el comparativo de parámetros, solo el color verdadero y la turbiedad son los que rebasan el límite establecido por la norma, lo que la hace de buena calidad y disminuyendo estos parámetros se encontraría aptos para consumo humano.

### **Análisis bacteriológico.**

Los análisis bacteriológicos se realizaron de acuerdo a lo establecido en las Normas Oficiales Mexicanas vigentes, **modificación a la norma oficial mexicana NOM-127-SSA 1-1994. Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización** (Diario Oficial de la Federación con fecha 22 de Noviembre del 2000).

Cuadro I.6.2 Valores permisibles y resultados del análisis bacteriológico.

<b>PARÁMETRO (Unidades)</b>	<b>RESULTADO</b>	<b>MÁXIMO PERMISIBLE</b>	<b>MÉTODO NMX-AA</b>
Coliformes totales; NMP/100 ml	540	Ausencia	42-1987
Coliformes fecales; NMP/100 ml	540	Ausencia	42-1987

En este caso la cantidad de coliformes que se encuentran en el agua, se deben a que en la zona pasta ganado y ahí mismo defecan, por otro lado las mismas personas que cuidan el ganado defecan también al aire libre, lo provoca la contaminación del agua.



---

---

## **IV.6 ESTUDIO DE RIESGO SISMICO Y ACTIVIDAD VOLCÁNICA.**

### **Sismicidad regional.**

#### **Riesgo sísmico**

El riesgo sísmico que se tiene en la República Mexicana, de acuerdo a la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros (A.M.I.S.), que encargó a la Universidad Nacional Autónoma de México por medio del Instituto de Ingeniería (ver Figura II.3.24), aquí se puede apreciar que la república se divide en varias zonas que comprenden las siguientes características:

ZONA A.- Se presenta en las zonas donde no hay o casi no hay sismicidad, se considera de Baja Sismicidad y comprende una gran parte de la zona norte del territorio mexicano y la Península de Yucatán se considera que nunca o casi nunca tiembla.

ZONA B.- Se presenta a lo largo de la costa norte del Pacífico y el centro de la República Mexicana, llegando hasta la costa del Golfo de México hasta el puerto de Veracruz y casi en la totalidad de la Península de California (ver Figura II.3.24). La sismicidad que se tiene en esta zona es de Baja a Moderada.

ZONA B1.-Esta zonificación de la república se localiza en los alrededores de la Ciudad de México con el Estado de México, principalmente para delimitar las zonas del Estado de México que se encuentran localizados en los diferentes municipios del Estado de los alrededores de la Ciudad de México (ver Figura II.3.24) y su sismicidad es de Sismicidad Baja a Alta, debido a que se encuentran ubicadas en la zona de montañas de la Ciudad de México.

ZONA C.- La Zona C, se localiza en la parte norte de Baja California en Mexicali, Tecate así como Tijuana y en la parte de Sonora lo que son Puerto Peñasco y San Luis Río Colorado. Al sur comprende la porción norte y centro de los estados de Guerrero, Jalisco, Michoacán, Oaxaca, Puebla, Tabasco, Veracruz y los municipios de Morelos que no están considerados en la zona "B" (ver Figuras II.3.25 y II.3.26). Se considera ésta de Baja a Alta sismicidad, dependiendo dónde se ubique la zona.



Figura II.3.24. Mapa sismológico de la República Mexicana, tomado de la A.M.I.S.



ZONA D.- La Zona D, se ubica en la parte sur de la República Mexicana, pegada a la Placa de Cocos, que representa una sismicidad de Moderada a Alta, y abarca los estados de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas, en la zona de la costa, que puede ser susceptible a sismos y a Tsunamis.

Las zonas E, F, G, H1 y H2, pertenecen a las zonas en que se divide a la Ciudad de México y las zonas de Lago del Estado de México, y varían de Baja a Alta sismicidad, dependiendo la zona a la que corresponda.

Las zonas Zona I y J, pertenecen a la zona de la Bahía de Acapulco, que se consideran de Moderada a Muy Alta sismicidad.



Figura II.3.25. Mapa sismológico de la Zona B1 alrededor de la Ciudad de México, tomado de la A.M.I.S.



Zona B1 de sismicidad  
alrededor de la Ciudad de  
México



Figura II.3.26. Localización de las zonas sísmicas B y C, donde se localiza el sitio de la presa "El Carpintero", en Huautla, Municipio de Tlaquiltenango, Mor.

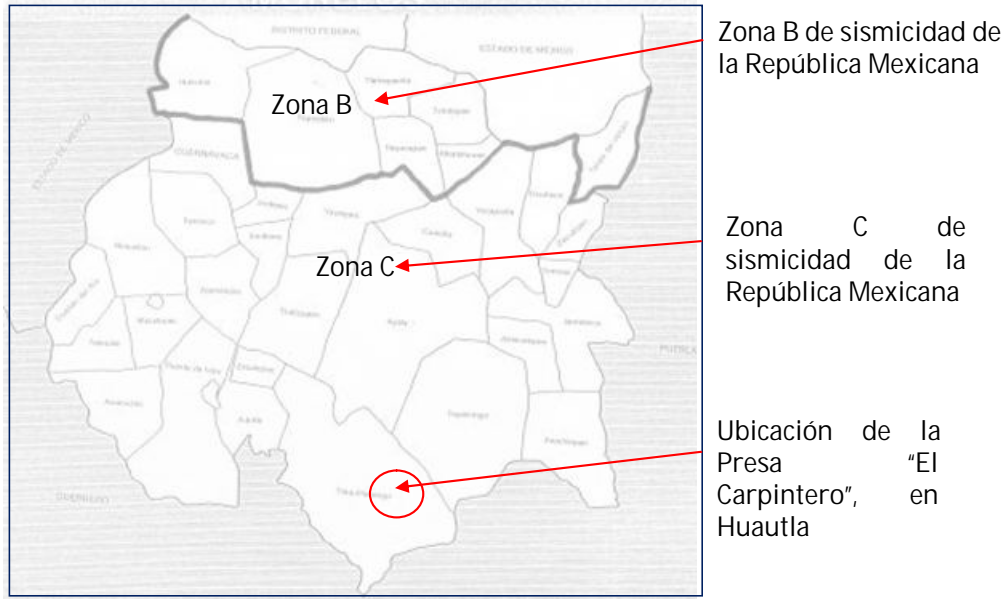


Figura II.3.27. Localización de las zonas sísmicas activas en los alrededores del sitio de la presa "El Carpintero", en Huautla, Municipio de Tlaquiltenango, Mor.





---

---

## IV.7 ANÁLISIS DE RIESGO POR ACTIVIDAD VOLCÁNICA.

### RIESGO GEOLÓGICO

#### Riesgo Volcánico

El volcán Popocatepetl es la segunda cima más alta del país (5,465 m s.n.m.); está ubicado en la porción central del Eje Neo volcánico Transmexicano, a 70 km de la ciudad de México, a 45 km de la ciudad de Puebla y a 50 km de la ciudad de Cuautla.

A pesar de su indiscutible importancia económica y social, en virtud del agua que vierte hacia los fértiles valles que lo circunscriben, los tipos de suelos que genera, la abundante vegetación y los efectos climáticos que produce, también representa una seria amenaza en el eventual caso de una erupción violenta, dada su posición respecto a importantes asentamientos humanos localizados en su periferia.

A partir de la reactivación del volcán Popocatepetl el 21 de diciembre de 1994, se inició una serie de estudios específicos por parte de grupos científicos y de autoridades de protección civil, que consisten en riesgo geológico y cartografía (Macías-Vázquez et al. 1995; Meritano-Arenas et al., 1998a, b y c; Meritano-Arenas et al., 1999), geofísica (paleomagnetismo y sismicidad), geoquímica (composición de cenizas), monitoreo de gases (Piedad-Sánchez, 2000) e impacto atmosférico, comportamiento del glaciar, historia eruptiva (Carrasco-Núñez, 1985; Delgado-Granados y Casanova-Becerra, 1999), etc.

El Consejo de Recursos Minerales, por conducto de la Gerencia de Geología Ambiental y Riesgos Naturales, realizó estudios de geología ambiental aplicada al monitoreo del volcán y a la prevención de riesgos naturales, coadyuvando de esa manera con las instituciones de protección civil, con la finalidad de minimizar el efecto dañino producido por una eventual erupción.

Con apoyo de la teledetección, se elaboró la carta geológica, la carta de eventos volcánicos y la carta morfoestructural del volcán Popocatepetl, a la escala de 1:250,000, comprendiendo un área de 8,000 km<sup>2</sup>, en torno al perímetro del citado edificio volcánico (entre las coordenadas 18° 45' a 19° 30' de latitud norte y 98° 10' a 99° 00' de longitud oeste) que abarca parte de los estados de México, Morelos, Puebla, Tlaxcala y el Distrito Federal, con objeto de contar con estudios geológicos detallados que integren neotectónica y morfometría, así como el establecimiento de los eventos volcánicos derivados de la actividad de este volcán activo.

Las zonas que integran el área de monitoreo, están relacionadas con las recientes manifestaciones de la reactivación fumarólica y lávica del Popocatepetl, las cuales permitieron determinar zonas de debilidad de la corteza terrestre y fractura del edificio volcánico; así como delimitar las áreas de reptación de paredes montañosas.



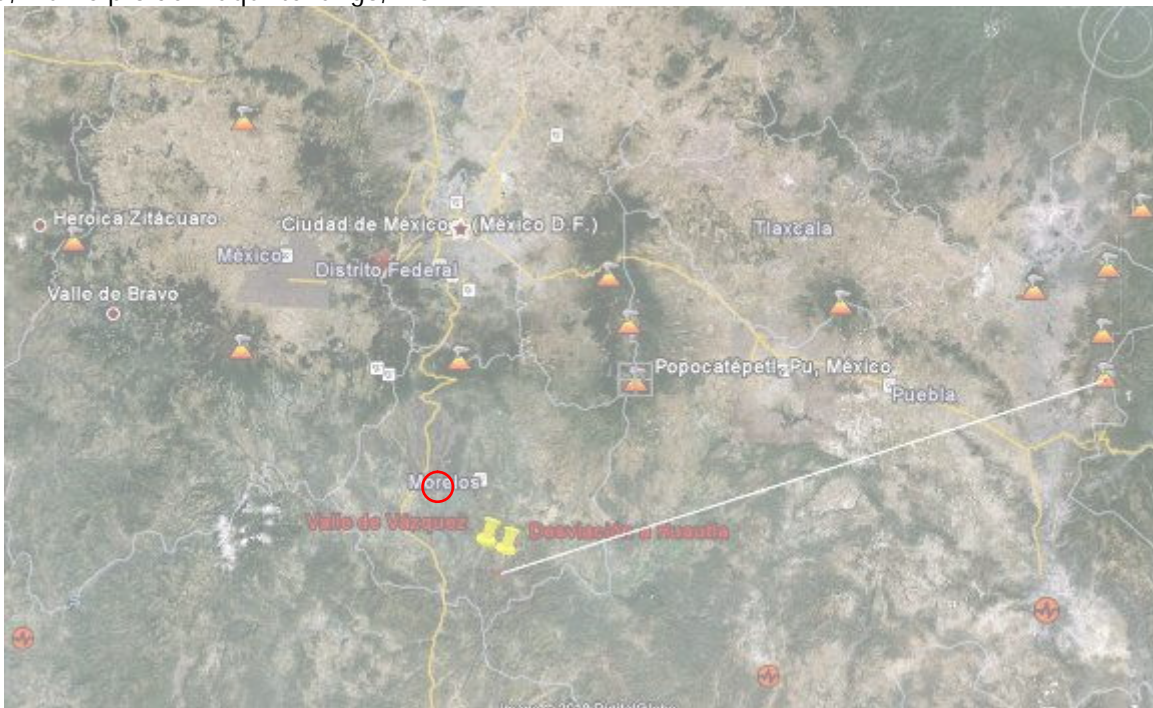


El análisis vulcanológico, comprende el período de enero de 1996 a septiembre de 1998.

Para la zona en estudio, el sitio el riesgo geológico que se presenta son que algún volcán de los que se encuentran activos cercanos a la presa, que entraran en actividad volcánica y que las cenizas llegaran al sitio de la presa, los volcanes activos se encuentran a:

- Volcán Popocatépetl a 95 km de distancia.
- Nevado de Toluca a 100 km de distancia.
- Volcán de La Malinche a 130 km de distancia.
- Volcán de El Chichinautzin a 65 km de distancia.
- Volcán Pico de Orizaba a 195 km de distancia.

Figura II.3.28. Localización de volcanes activos en los alrededores del sitio de la presa "El Carpintero", en Huautla, Municipio de Tlaquiltenango, Mor.



Fuente: Internet Google earth-2010.

El riesgo geológico que se puede considerar para esta zona, es el de la generación de cenizas por eventos volcánicos, debido a que la distancia que se tienen de los sitios de estos volcanes es de los materiales piroclásticos dependiendo de los vientos y época del año en que se encuentren soplando desde el Pacífico o del Golfo de México.



---

---

# **CAPÍTULO V**

---

---

## **PROYECTO LA PRESA Y SUS OBRAS COMPLEMENTARIAS**



---

---

## V PROYECTO LA PRESA Y SUS OBRAS COMPLEMENTARIAS

### V.1. PROYECTO (PRESA DE GRAVEDAD)

El proyecto de la presa se realizara para garantizar las demandas de agua para riego de los principales cultivos de la región para incrementar los costos de producción; así como el abastecimiento de agua potable para uso doméstico de la comunidad de Huautla, ya que esta afronta déficit de preciado líquido para consumo humano.

Los objetivos específicos del presente trabajo son:

1. Dimensionar la presa y la obra de excedencias para desalojar el agua excedente en época de avenidas
2. Calcular la obra de toma para extracción de agua para riego y abastecimiento de agua potable.
3. Dimensionar el desagüe de fondo para desalojar en época de estiaje los azolves que se acumularon durante las lluvias y que arrastro la corriente hacia el vaso de almacenamiento.

#### **Antecedentes.**

Diversos asentamientos humanos de la región de Huautla, enfrentan recurrentemente un marcado déficit de agua para uso doméstico. Los sistemas de abasto actuales tienen como fuente las corrientes naturales más cercanas a las poblaciones, mismas que presentan alto grado de contaminación y caudales erráticos en época de estiaje, pozos de extracción de agua y la presa que se encuentra en el sitio y que actualmente se encuentra azolvada hasta llegar casi al nivel del NAMO, el abasto de agua existente en la región ya no garantiza el suministro que demanda la población de la región.

Por lo anterior, la Comisión Estatal del Agua en coordinación con la Dirección Local de la Comisión Nacional del Agua en Morelos, se abocaron a identificar posibles fuentes de agua que permitan garantizar el abasto para uso público-urbano, para el mediano y largo plazos, por lo que se encontró como buena alternativa la construcción de la presa para abastecer de agua a los habitantes de la región.

La presa El Pochote se ubicara en la porción sur del Estado de Morelos; aproximadamente a 75 km en línea recta, al S 30° E de la capital estatal. Geográficamente el sitio se ubica entre las coordenadas 21° 06´ a 21° 11´ de latitud norte y coordenadas 98° 35´ a 98° 40´ de longitud oeste con respecto al Meridiano de Greenwich.

La boquilla de la presa en la margen izquierda de la presa, se encuentra ubicada en las coordenadas 18°28'48.57" de latitud Norte con 98°59'51.91" de longitud oeste y la margen derecha de la boquilla se encuentra en las coordenadas 18°28'49.09" de latitud Norte y 98°59'54.74 de longitud Oeste con respecto al Meridiano de Greenwich.



---

---

Fisiográficamente la zona queda comprendida entre las Provincias Fisiográficas del Eje Neo volcánico Transmexicano en su porción sur con la Sierra madre del Sur y una porción pequeña de la Cuenca de Morelos – Guerrero, (Raisz E., 1964).

Las unidades litoestratigráficas que se localizan cerca del área de estudio, varían en edad del Cretácico Inferior al Plioceno.

Las rocas más antiguas corresponden a la Formación Morelos del Cretácico Inferior y está compuesto por una secuencia calcáreo – arcillosa de edad del Aptiano - Cenomaniano.

Sobre esta formación se depositó concordante y transicionalmente la Fm. Mexcala, representada por una secuencia de lutitas – areniscas, de edad del Cretácico Superior Cenomaniano – Maestrichtiano.

Su contacto superior es disconcordante y transicional con la Formación Tilzapotla que tiene una edad del Oligoceno, compuesta por tobas riolitas.

Se tienen discordantemente pórfidos riolíticos de edad del Mioceno – Oligoceno al oeste de la zona cercana a este sitio. Asimismo, la roca que se encuentra en la parte superior de la secuencia volcánica está clasificada como una andesita en el mapa geológico 1:250,000 del Servicio Geológico Mexicano (1998).

## **V.2 DISEÑO DE CORTINA.**

El sitio considerado para ubicar la presa fue propuesto originalmente por los pobladores del lugar, previamente a dicho sitio se hizo un recorrido y la CEAMA lo aprobó para que se hicieran estudios de campo y de gabinete.

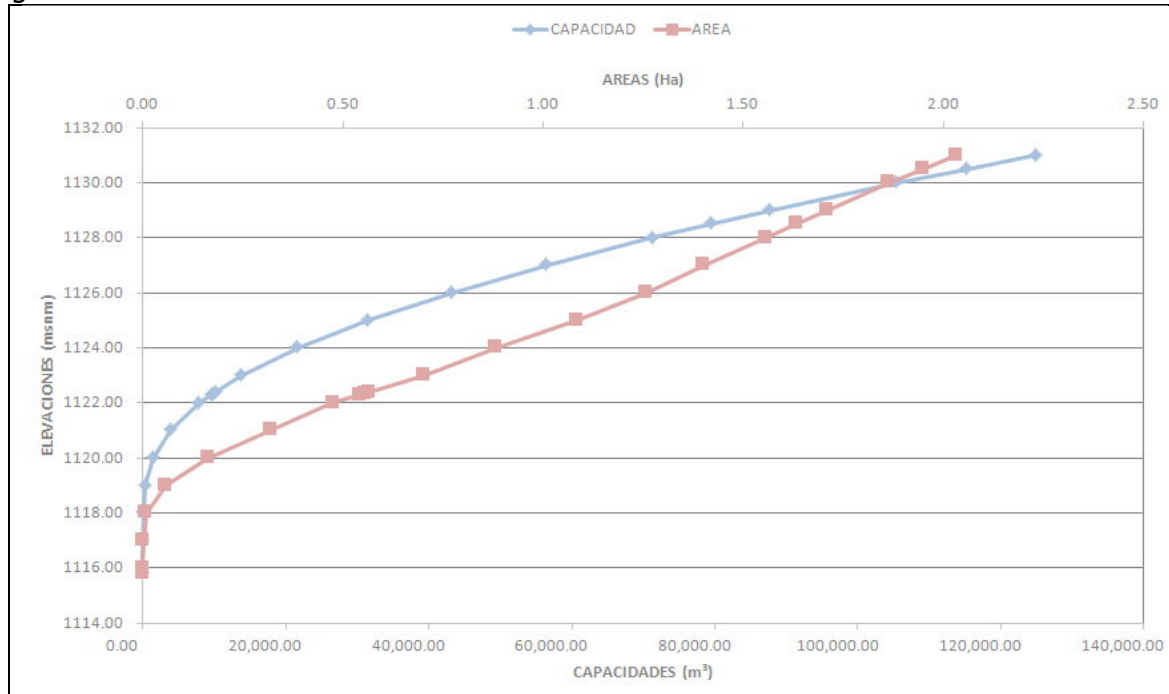
Como base en el diseño para la determinación de volúmenes y alturas de la estructura se utilizó la topografía del vaso, y se obtuvo según las cotas de nivel del área del vaso, que multiplicada por el desnivel entre cotas topográficas, se obtiene la relación elevaciones volúmenes.

La topografía del vaso se hizo obteniendo curvas de nivel a cada 0.5 m. por lo que se procedió se a detallar y unir las curvas de nivel a modo de construir planos de un mismo nivel con respecto a las elevaciones consideradas a cada metro. Para ello se formaron poligonales cerradas y mediante el comando de AREA del software AutoCAD, se determinó el área del polígono de la curva de nivel correspondiente.

El volumen dependiente de la elevación o curva de nivel de referencia se obtiene mediante el promedio de áreas obtenidas de las curvas secuenciales, multiplicada por el valor diferencial de nivel entre las mismas.



Figura 3.2.1. Curva-elevaciones-áreas-volumenes del vaso de almacenamiento.



Cuadro 3.2.1. Curva elevaciones-áreas-volumenes del vaso de almacenamiento de la presa el Pochote.

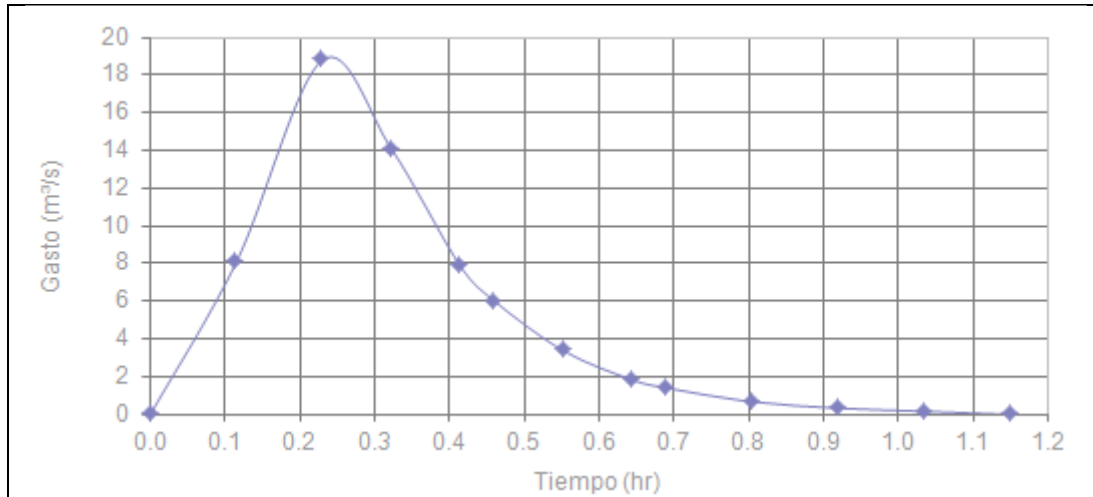
ELEVACIONES (msnm)	AREA (km <sup>2</sup> )	AREA (ha)	CAPACIDAD (m <sup>3</sup> )
1115.80	0.000000	0.0000	0.00
1116.00	0.000002	0.0002	0.18
1117.00	0.000013	0.0013	7.57
1118.00	0.000084	0.0084	56.29
1119.00	0.000581	0.0581	389.15
1120.00	0.001634	0.1634	1,496.62
1121.00	0.003193	0.3193	3,910.03
1122.00	0.004754	0.4754	7,883.46
1122.30	0.005434	0.5434	9,649.95
1122.35	0.005548	0.5548	10,000.00
1122.40	0.005661	0.5661	10,238.78
1123.00	0.007023	0.7023	13,771.76
1124.00	0.008821	0.8821	21,693.77
1125.00	0.010848	1.0848	31,528.20
1126.00	0.012564	1.2564	43,233.99
1127.00	0.014021	1.4021	56,526.26
1128.00	0.015571	1.5571	71,321.93
1128.50	0.016329	1.6329	79,486.30
1129.00	0.017087	1.7087	87,650.68
1130.00	0.018628	1.8628	105,507.91
1130.50	0.019481	1.9481	115,248.19
1131.00	0.020334	2.0334	124,988.46

Fuente: Datos obtenidos del estudio hidrológico.



El nivel de azolves se encuentra ubicado en la cota 1122.35 msnm y le corresponde un volumen de 10,000 m<sup>3</sup>. El nivel de aguas máximas ordinarias se encuentra en la cota 1130.50 msnm y le corresponde un volumen de 115,248.19 m<sup>3</sup>, el volumen útil es de 105,248.19 m<sup>3</sup>.

Figura 3.2.2. Curva-elevaciones-áreas-volumenes del vaso de almacenamiento.



Cuadro 3.2.2. Curva elevaciones-áreas-volumenes del vaso de almacenamiento de la presa el Pochote.

t (h)	Q Q m³/s
0.00	0.00
0.12	8.08
0.23	18.80
0.32	14.10
0.41	7.90
0.46	6.02
0.55	3.38
0.64	1.84
0.69	1.41
0.81	0.68
0.92	0.34
1.04	0.17
1.15	0.00

Fuente: Datos obtenidos del estudio hidrológico.

Cuadro 3.2.3. Resumen de las principales características para el diseño del vertedor.

Elevación de la cresta vertedora	1130.500 M
Longitud de cresta vertedor	30.000 M
Coefficiente de descarga vertedor	2.000 m <sup>1/2</sup> /s
Gasto de extracción en la obra de toma	0.003 m <sup>3</sup> /s
Gasto de salida máximo en el vertedor	18.53 m <sup>3</sup> /S
Carga sobre el vertedor	0.46 M

Fuente: Datos obtenidos del estudio hidrológico.



---

---

## Análisis de estabilidad.

La estabilidad se hizo como si se tratara de una presa vertedora. Los tres efectos que atentan contra la estabilidad son:

- a) Vuelco. Bajo la acción de las fuerzas externas el cimacio tiende a girar alrededor de su pie. Antes de que el cimacio llegara a voltearse como cuerpo rígido, tendrían que haber fallado sus materiales por tensión en el talón o por agrietamiento en el pie.
- b) Deslizamiento. La fuerza horizontal  $\square H$ , tiende a desplazar en dirección horizontal al cimacio, las fuerzas resistentes son las producidas por la fricción y por la resistencia al cortante del concreto o la cimentación. Antes de que el cimacio deslizará como cuerpo rígido, habrían fallado sus materiales (o la liga con la cimentación, o esta última) por esfuerzo cortante.
- c) Esfuerzos excesivos. La estabilidad de la estructura irá asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que la atención debe enfocarse a mantenerlos dentro de límites aceptables. En general, al menos en lo que respecta a la compresión, es relativamente fácil cumplir con esa condición, pues los esfuerzos en el concreto de los cimacios, inducidos por fuerzas externas son normalmente muy bajos si el diseño se ha elaborado con el suficiente cuidado.

## V.3 CÁLCULOS HIDRÁULICOS GEOMÉTRICOS Y ESTRUCTURALES DEFINIDOS

### Cargas actuantes.

#### 1. Peso propio.

El peso propio se calculará con la ecuación:

$$W = \gamma_m V$$

W    Peso propio

$\gamma_m$     Peso volumétrico del material

V    Volumen de la estructura

Para realizar la estabilidad de la presa que se está proponiendo en este proyecto se considera  $\gamma_m = 2.2 \text{ t/m}^3$  que será de mampostería (la densidad de la piedra usada puede variar). En este análisis no se consideraran obras accesorias sobre la estructura.

#### 2. Empuje hidrostático.

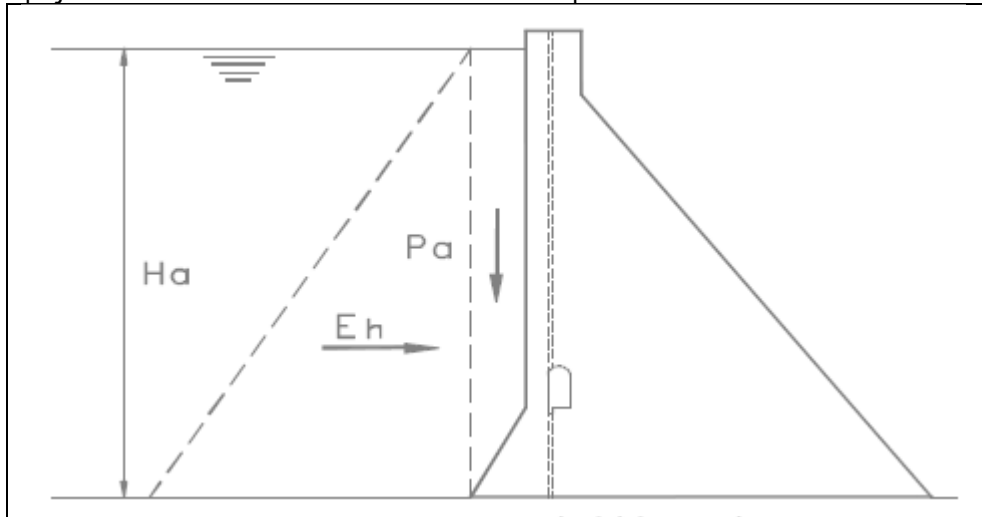
Se consideran dos niveles de análisis: el NAME y el NAMO, bajo dos hipótesis:

- a) El peso específico del agua es de  $\gamma_o = 1 \text{ t/m}^3$



b) Es válida la ley de Pascal: La presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos, los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan.

Figura 3.33. Empuje hidrostático actuando en el muro de la presa.



### 3. Sismo.

Los sismos comunican aceleraciones a los cimacios que pueden aumentar las presiones del agua sobre ellas, así como los esfuerzos dentro de ellos mismos. Así, se producirán fuerzas horizontales que actuarán en el paramento aguas arriba y se producirán también fuerzas verticales que se traducen en choques de la cimentación hacia abajo. Entonces el sismo deberá analizarse en la masa de concreto y la masa del agua.

$$T_a = \alpha \frac{C_m}{2} \gamma_a \lambda H_a^2 \sec(\theta)$$
$$Z_{T_a} = \beta h_a$$

(3.13)

Dónde:

- Ta Fuerza por sismo en el agua.
- $\alpha$  Coeficiente en función de  $h_a/H_a$ .
- Cm Coeficiente en función del paramento aguas arriba.
- $\lambda$  Coeficiente sísmico de diseño
- Ha Profundidad de la cimentación de la cortina.
- $\theta$  Ángulo de inclinación del paramento de aguas arriba con la vertical.
- $Z_{T_a}$  Altura de la línea de acción de Ta sobre el plano de análisis.
- $\beta$  Coeficiente en función de  $h_a/H_a$ .
- ha Profundidad del plano de análisis.





Figura 3.34. Fuerza sísmica actuante en el muro de la presa.

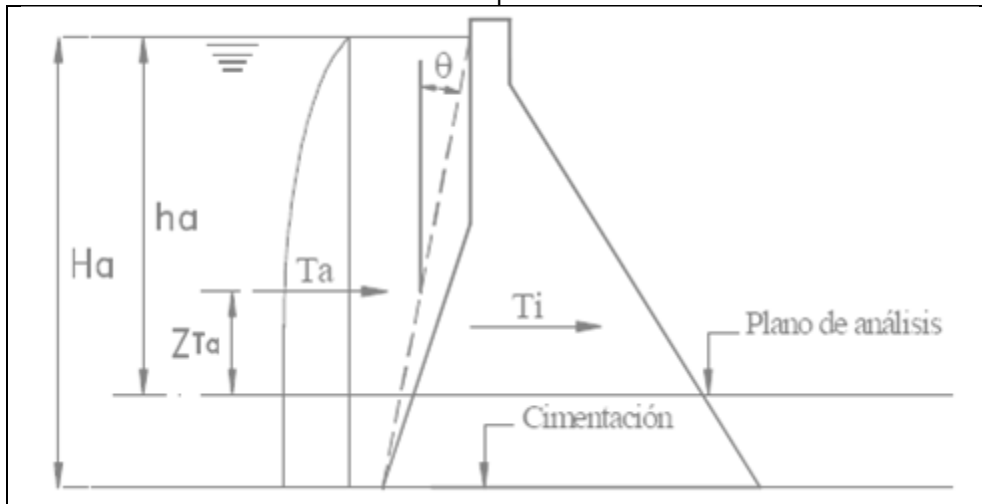


Tabla 3.13. Parámetros para el diseño sísmico de la cortina de la presa.

ha/Ha	$\alpha$	$\beta$	$\theta$	Cm
0.0	0	0.389	0	0.73
0.1	0.04	0.385	10	0.67
0.2	0.11	0.384	20	0.61
0.3	0.22	0.384	30	0.54
0.4	0.35	0.384	40	0.46
0.5	0.51	0.385	50	0.38
0.6	0.68	0.387	60	0.29
0.7	0.87	0.39	70	0.21
0.8	1.06	0.394	80	0.11
0.9	1.24	0.397	90	0.00
1.0	1.44	0.402		

#### 4. Supresión.

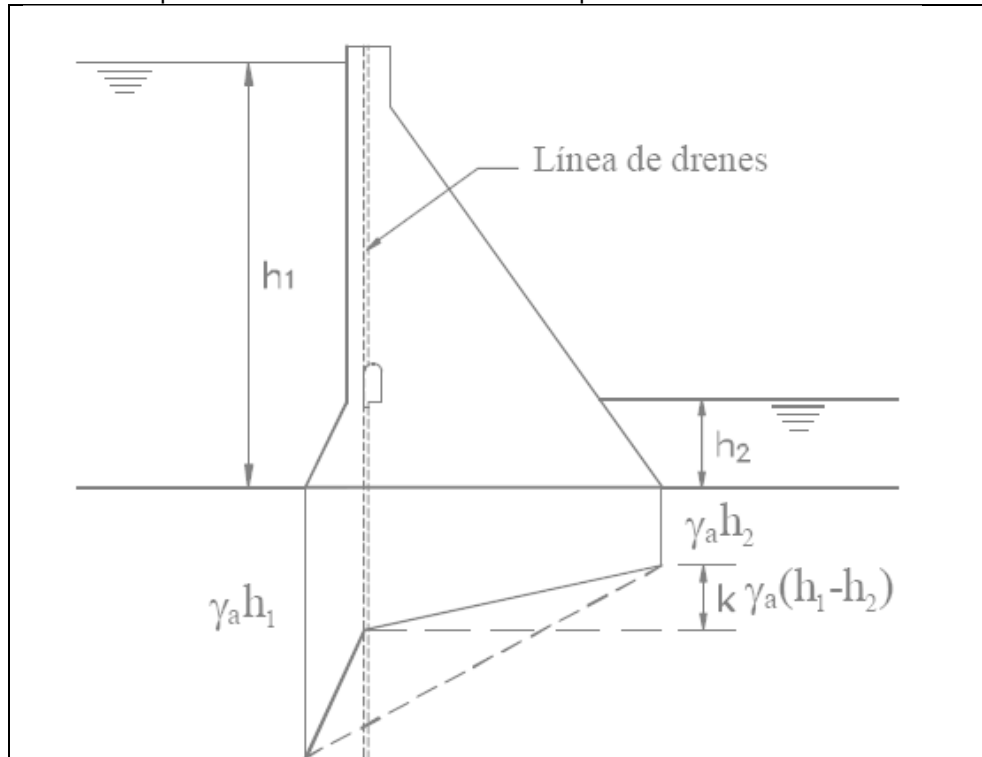
Cuando se construyen drenes, el diagrama original de sub-presiones se abate. El valor de  $H_i$ , según el USBR, 1960 se calcula con la ecuación:

$$H_i = H_2 + 0.33 (H_1 - H_2)$$

También en este caso la revisión se hizo al NAMO y al NAME.



Figura 3.35. Fuerza de subpresión actuando en la base de la presa.



#### 4.1. Medidas para reducir la subpresión.

Tratar de reducir las filtraciones a través de la cortina, entre ella y la cimentación y a través de ésta, por medio de impermeabilización, la que produciría grandes pérdidas de carga (y la consiguiente reducción de presión) en el agua que llegara a filtrarse.

Tratar de aliviar la presión del agua que llegue a filtrarse, por medio de drenaje.

Para lograr la medida a) se recomienda lo siguiente: En presas de mampostería se recomienda controlar la calidad de la piedra, de la mezcla de junteo y de la colocación. En caso necesario puede inyectarse lechada de cemento en las zonas que resulten permeables.

Sin embargo: el concreto no es totalmente impermeable, y el agua puede filtrarse a través de él, aunque tarde un tiempo muy largo. Recuérdese que una grieta o una caverna originan subpresión.

Debe cuidarse la calidad de la unión presa cimentación; para esto debe limpiarse perfectamente la superficie de desplante, tratando de que quede rugosa y controlando la primera capa de concreto colocado.



También se usan pantallas de impermeabilización por inyectado. Se habrá retirado el aluvión o los depósitos de talud (escombro). La roca alterada, normalmente debe retirarse (dependiendo del grado de alteración y de sus características de resistencia e impermeabilidad).

La roca fracturada, que usualmente queda como superficie de desplante, es un medio que puede permitir filtraciones de importancia, en este caso debe inyectarse para impermeabilizarla.

Generalmente se usa una pantalla profunda de inyecciones, que se lleva a una profundidad de entre 0.5 y 0.7 H, siendo H la altura del nivel máximo aguas arriba, salvo que se hayan detectado posibles vías de agua a mayor profundidad; la pantalla se complementa con una carpeta de inyecciones de consolidación o amacice

## 5. Empuje de azolves.

Los azolves que acarrea la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el paramento agua arriba de la cortina, que son mayores que los empujes hidrostáticos.

Cuando el paramento aguas arriba tiene algún talud, el empuje horizontal  $D_h$  será producido por el suelo y el empuje vertical  $D_v$  será el peso del mismo (peso de la cuña con  $\gamma' = 0.92 \text{ ton/m}^3$ ).

La forma de calcular el empuje horizontal (empuje activo según Rankine), es la siguiente:

$$D_h = \frac{\gamma' h_a^2 (1 - \text{sen}\phi)}{2(1 + \text{sen}\phi)} \quad (3.14)$$

Dónde:

$\gamma'$  peso del material sumergido.

$\phi$  ángulo de fricción interna.

$h_d$  profundidad de la capacidad de azolves.

Para diseños preliminares se empleará:

$$D_h = \frac{\gamma' h_a^2}{2} \quad (3.15)$$

donde  $\gamma' = 0.36 \text{ ton/m}^3$ .



---

---

## Combinaciones de cargas.

Para el análisis de estabilidad en la presa, se hicieron las siguientes combinaciones:

### 1. Condiciones ordinarias.

Presa llena al NAMO  
Empuje hidrostático  
Peso propio y de accesorios  
Subpresión.

### 2. Condiciones extraordinarias.

Presa llena al NAME  
Empuje hidrostático  
Peso propio y de accesorios  
Subpresión.

### 3. Condiciones extremas.

Presa llena al NAMO  
Empuje hidrostático  
Peso propio y accesorios  
Subpresión  
Sismo de diseño.  
Aguas abajo del nivel del piso del canal de llegada.  
Con sismo, o  
Sin sismo

### 4. Condiciones de seguridad.

En este proyecto se analizaron los siguientes conceptos:

- Esfuerzos máximos de compresión (principales) que deben ser menores que los permisibles.
- Esfuerzos mínimos (principales) (pueden ser negativos, tensiones en algunos casos) mayores que los permisibles.
- Resistencia al deslizamiento que debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

El USBR recomienda para esfuerzos de compresión:

$$\text{Resistencia de diseño} = \frac{\text{Resistencia última}}{F.S.}$$

Siendo:

FS. = 3.0 Para combinaciones de carga ordinarias.



F.S.= 2.0 Para combinaciones de carga extraordinarias.  
FS.= 1.0 Para combinaciones de carga extremas.

Considerando para condiciones iniciales  $f'c$  y para condiciones finales  $1.75 f'c$ . Para el cálculo de esfuerzos mínimos se empleó la siguiente ecuación:

$$\sigma_{zu} = p \gamma H - \frac{f't}{F.S}$$

Dónde:

- $\sigma_{zu}$  Esfuerzos mínimos
- $\gamma H$  Subpresión máxima
- $p$  Término de reducción de subpresión: igual a uno si no hay drenes y 0.40 si los hay.
- $f't$  Resistencia última a la tensión en el concreto.  $f't = 0.05$  de la resistencia última a compresión:  $f't = 0.05 \times 1.75 f'c$
- FS Factor de seguridad igual a 3 para condiciones ordinarias, a 2 para condiciones extraordinarias y a 1 para condiciones extremas.

Deslizamiento. Para que no haya deslizamiento debe cumplirse que:

FC > FS

Donde FS es un factor de seguridad que vale:

- 3 para combinaciones de carga ordinarias
- 2 para combinaciones de carga extraordinarias
- 1 para Combinaciones de carga extremas

Calculándose FC con la ecuación:

$$F.C. = \frac{c A + N \tan \phi}{\sum \text{fuerzas horizontales}}$$

- FC Coeficiente de fricción cortante.
- C Cohesión del concreto (del orden de  $0.1 f'c$ ) o de la liga con la cimentación.
- $\phi$  Ángulo de fricción interna del concreto  $45^\circ$  o de la liga en la cimentación.
- A Área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel Z cualquiera al que se está realizando el análisis.

Agrietamiento. Cuando la subpresión es mayor que los esfuerzos efectivos en el extremo aguas arriba del cimacio se formará una grieta horizontal que llegará hasta el punto en que los esfuerzos efectivos y la subpresión son iguales, a partir de este punto hacia aguas abajo se delimitará la sección donde se apoya el cimacio.



## Consideraciones adicionales.

Para la edificación de estructuras hidráulicas de mampostería de fragmentos de roca, ésta debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Resistencia mínima a la compresión en dirección normal a los planos de formación. 150 kg /cm<sup>2</sup>.
- Resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación. 100 kg /cm<sup>2</sup>.
- Absorción máxima comprobada. 4 %
- Resistencia al intemperismo con máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio. 10 %
- De acuerdo con el proyecto los fragmentos de roca pueden ser labrados o no, en la apariencia del elemento estructural.
- No se aceptará el empleo de rocas redondeadas ni las de cantos rodados.
- Cuando menos, el 75 % del volumen del elemento estructural se construirá con fragmentos cuyo peso mínimo será de 30 kg cada una.
- La mampostería puede ser de rocas como:
  - Chiluca
  - Basalto
  - Recinto

La piedra brasa y el basalto son los materiales más utilizados en estructuras de mampostería.

El mortero que se utilizará en el junteo para formar la mampostería será a base de cemento arena, en proporción 1:3. El cemento deberá ser tipo V y se le adicionará un aditivo impermeabilizante integral. Se proscribire la utilización de cal para la mezcla de junteo.

Para el diseño a compresión  $f^*m$  y a cortante  $V^*$  se tomará como:  $f^*m = 20 \text{ kg/cm}^2$   $V=0.6 \text{ kg/cm}^2$ , siempre que la resistencia a la compresión del mortero sea no menor que  $50 \text{ kg/cm}^2$ .

Se deberá verificar que en cada sección, la fuerza normal de diseño no exceda a la fuerza resistente dada por la expresión:

$$PR = \left(1 - \frac{2e}{t}\right) At f^* m \quad (3.16)$$

Dónde:

PR Presión resistente.

t Peralte de la sección.

At Área de la sección.

e Excentricidad con la que actúa la carga

La ecuación anterior es válida cuando la relación entre la altura del elemento de mampostería y el peralte de su sección no excede de 5.



$$H / t \leq 5$$

Cuando dicha relación se encuentre entre 5 y 10 la resistencia se tomará igual al 80 % de la calculada con la misma expresión.

Cuando la relación exceda de 10 deberán tomarse en cuenta los efectos de esbeltez. Cuando no se cumpla lo anterior, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el 80 % y el que resulte con la siguiente ecuación.

$FR = \left(1 - \frac{2e}{t}\right) \left(1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right)$	(3.17)
---	--------

Dónde:

T Espesor del muro.

E La excentricidad calculada para la carga vertical, más una excentricidad accidental igual a  $t/24$ .

H' La altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H, según lo siguiente:

H' = 2H Para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

H' = 0.8 H Para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

H' = H, Para muros extremos en que se apoyan las losas.

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistencia obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente denunciado anteriormente.

Las posibles oquedades entre fragmentos grandes de roca ya colocadas una al lado de la otra, se deberán rellenar con fragmentos de roca de menor dimensión, tan pequeños como se requieran, pero estos, serán de la misma calidad de roca.

En todos los cimientos contruidos de fragmentos de roca se deben colar dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momentos de volteo como sobre los perpendiculares a ellos.

Los castillos para encofrar a los elementos estructurales de mampostería de fragmentos de roca deben empotrarse en los cimientos no menos de 40 cm.

Al final de la construcción de algún tipo de recipiente construido con fragmentos de roca, siempre se colarán dalas de remate, con preparación para recibir el posterior colado de una losa de concreto.



## Análisis de estabilidad de la presa.

La condición de estabilidad propuesta para el cálculo de la presa de gravedad de mampostería fue de 15.52 m de altura, esta se obtuvo a partir del tránsito de avenidas y la simulación del vaso para un periodo de 1000 años, esto se hizo en la parte correspondiente al estudio hidrológico.

Figura 3.36. Presa de gravedad, agua la NAME.

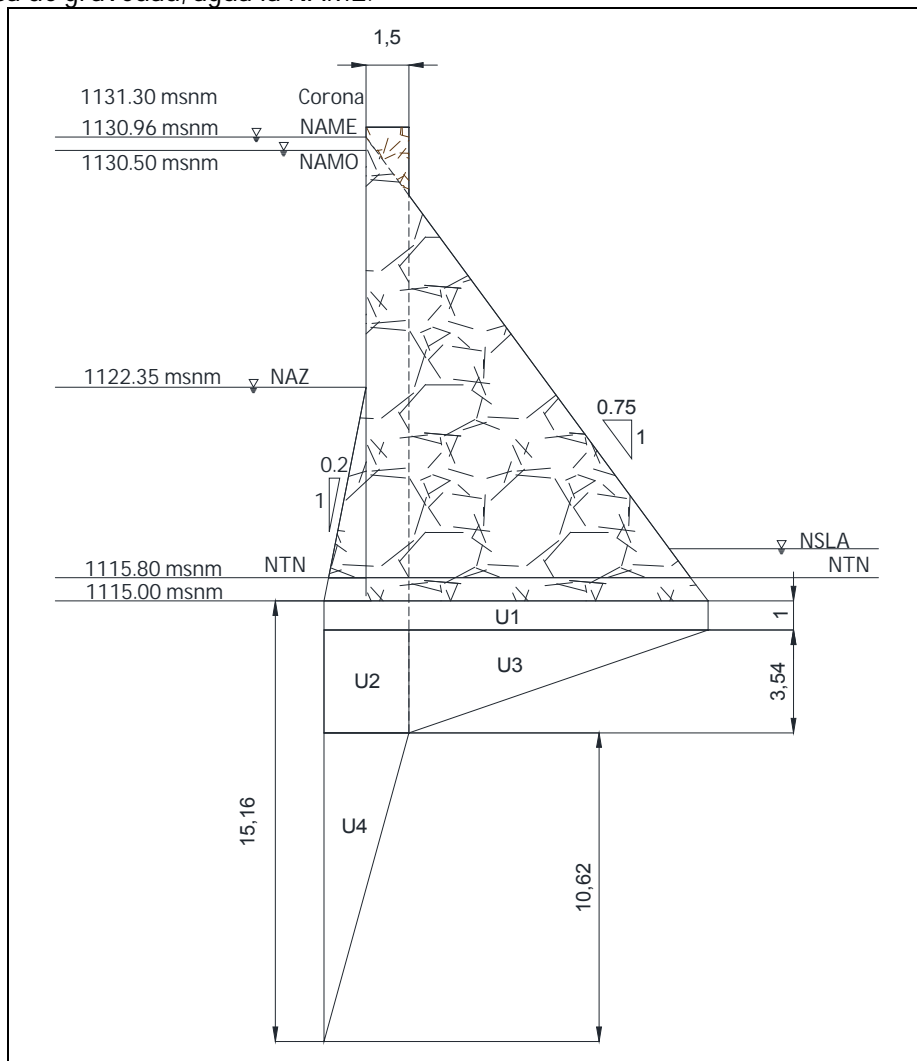






Figura 3.36. Presa de gravedad, agua la NAMO.

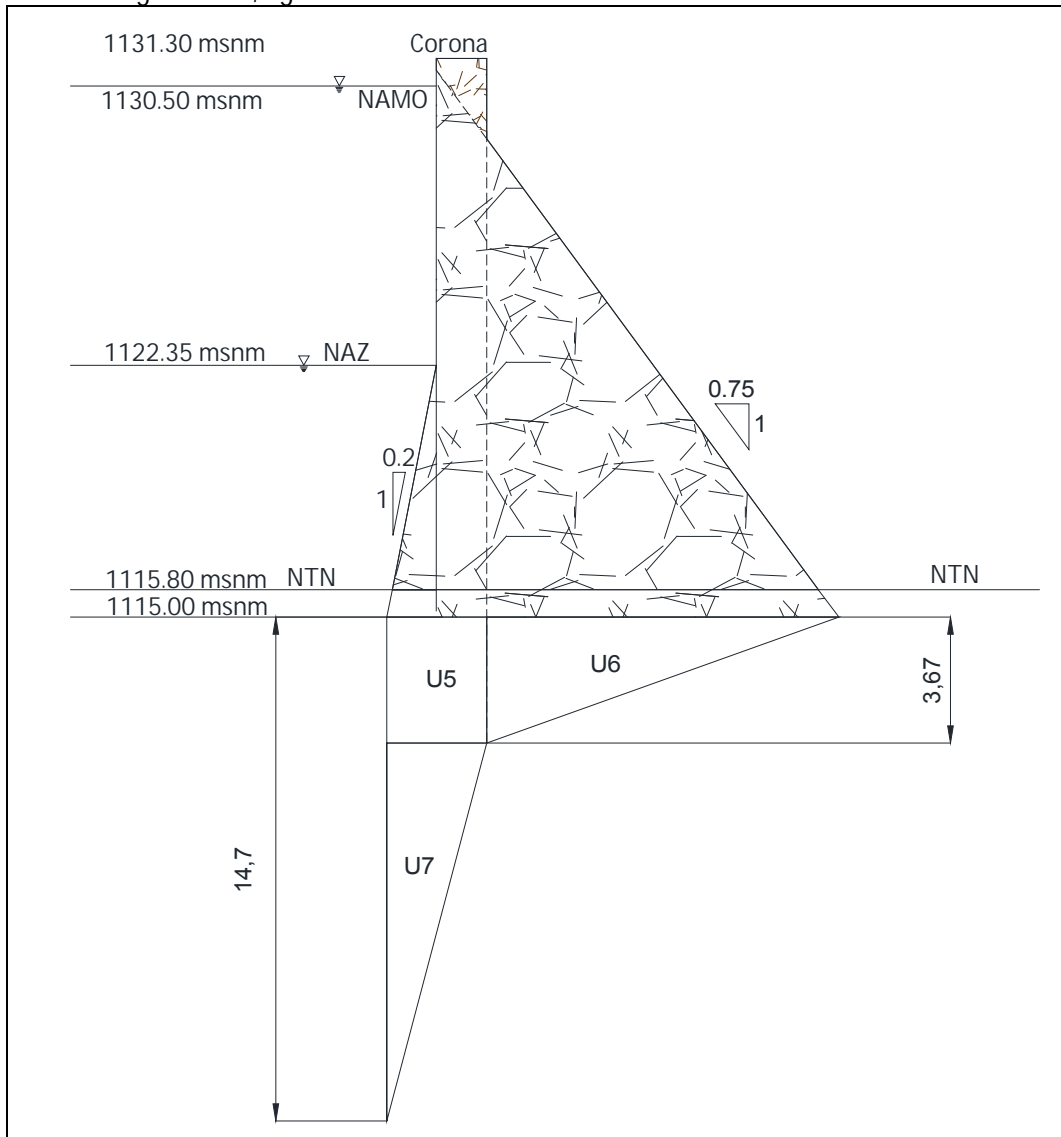




Tabla 3.14. Resumen de fuerzas que actúan en la presa.

Grupo	Fuerza	Magnitud (ton)		Brazo		Observaciones
		Vertical	Horizontal	y (m)	z (m)	
Peso propio	P1	46.5		-4.28		
	P2	153.0		-0.24		
	P3	8.6		-5.47		
Empuje hidrostático	EH1		114.9		5.05	AI NAME
	Pa2	11.3		-5.69		AI NAME
	Pa3	4.3		-5.90		AI NAME y al NAMO
	Pa4	0.4		6.09		Aguas abajo y al NAME
	EH5		0.5		0.33	Aguas abajo y al NAME
	EH6		108.0		4.90	AI NAMO
	Pa7	10.7		-5.69		AI NAMO
	Pa8	4.3		-5.90		AI NAMO
Subpresion	U1	-12.7		0.00		AI NAME y aguas abajo
	U2	-9.9		-4.94		AI NAME y aguas abajo
	U3	-17.5		-0.24		AI NAME y aguas abajo
	U4	-14.9		-5.40		AI NAME y aguas abajo
Subpresion	U5	-10.6		-4.94		al NAMO
	U6	-18.7		-0.24		al NAMO
	U7	-16.0		-5.40		al NAMO
Azolves	Es1		5.5		2.18	
	Ps2	4.3		-5.90		
Sismo	T1		9.3		5.17	+ - signo el Brazo
	T2		30.6		4.90	+ - signo el Brazo
	T3		1.7		2.18	+ - signo el Brazo
	Ta		22.7		5.88	+ - signo el Brazo

Tabla 3.15. Condición A, cargas ordinarias (agua al NAMO)

Grupo	Fuerza	Magnitud (ton)		Brazo		Momento (ton - m)	
		Vertical	Horizontal	y (m)	z (m)	-	+
Peso propio	P1	46.50		-4.28		199.02	
	P2	152.99		-0.24		36.72	
	P3	8.58		-5.47		46.91	
Empuje hidrostático	Pa3	4.29		-5.90		25.33	
	EH6		108.05		4.90		529.42
	Pa7	10.68		-5.69		60.70	
	Pa8	4.29		-5.90		25.33	
Subpresion	U5	-10.65		-4.94			52.56
	U6	-18.70		-0.24			4.49
	U7	-15.97		-5.40			86.32
Azolves	Es1		5.46		2.18		11.92
	Ps2	4.29		-5.90		25.33	
		186.28	113.50			419.32	684.70



### Criterio USBR (Compresión)

$$\begin{aligned} A &= 12.68 \text{ m}^2 \\ I &= 169.89 \text{ m}^4 \\ Y_m &= 6.34 \text{ m} \\ M &= 265.38 \text{ t} \cdot \text{m} \\ \square_{ZB} &= 24.59 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Si sustituimos con  $K=0.75$

$$\begin{aligned} \square_{IIB} &= 38.43 \text{ t/m}^2 \\ \square_{IIB} &= 3.84 \text{ kg/cm}^2 \\ f_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ FS &= 4 \text{ Factor de seguridad} \end{aligned}$$

$$\square_{IIB} < f_c / FS \text{ cumple}$$

$$C = 200 \text{ ton/m}^2$$

$$\tan \square = 1 \text{ a } 0.8$$

$$\begin{aligned} FFC &= 23.98422281 \\ FFC &> FS \text{ cumple} \end{aligned}$$

**Factor de seguridad por cortante**

### Criterio OVR (Tensiones)

$$\begin{aligned} \square_{ZA} &= 4.79 \text{ t/m}^2 \\ K &= 0.20 \\ \square_{IA} &= 4.98 \text{ t/m}^2 \\ \square_{IA} &= 0.50 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_t &= 10.00 \text{ kg/cm}^2 \\ -f_t / FS &= -2.50 \text{ kg/cm}^2 \\ \square_{IA} &> -f_t / FS \\ &= \text{cumple} \end{aligned}$$



### Criterio USBR (Tensión)

$$\begin{aligned} \square FV_{\sin U} &= 231.61 \text{ t} \\ \square M_{\sin U} &= 122.02 \text{ t - m} \\ \square Z_{A \sin U} &= 13.71 \text{ t/m}^2 \\ \\ f't/FS &= 25.00 \text{ t/m}^2 \\ P &= 0.40 \text{ Por existir drenes funcionando correctamente} \\ h_1 &= 14.70 \text{ m} \\ P \square h_1 &= 5.88 \text{ t/m}^2 \\ P \square h_1 - f't/FS &= -19.12 \\ \\ \square Z_{A \sin U} > \quad \square P \square h_1 - f't/FS & \quad \text{Cumple} \end{aligned}$$

Tabla 3.16. Condición B.1, cargas extraordinarias (agua al NAME sin SISMO).

Grupo	Fuerza	Magnitud (ton)		Brazo		Momento (ton - m)	
		Vertical	Horizontal	y (m)	z (m)	-	+
Peso propio	P1	46.50		-4.28		199.02	
	P2	152.99		-0.24		36.72	
	P3	8.58		-5.47		46.91	
Empuje hidrostático	EH1		114.91		5.05		580.69
	Pa2	11.28		-5.69		64.12	
	Pa3	4.29		-5.90		25.33	
	Pa4	0.38		6.09		2.28	
	EH5		0.50		0.33	0.17	
Subpresion	U1	-12.68		0.00			0.00
	U2	-9.95		-4.94			49.09
	U3	-17.47		-0.24			4.19
	U4	-14.92		-5.40			80.62
Azolves	Es1		5.46		2.18		11.92
	Ps2	4.29		-5.90		25.33	
		173.28	120.87			399.87	726.52

### Criterio USBR (Compresión)

$$\begin{aligned} A &= 12.68 \text{ m}^2 \\ I &= 169.89 \text{ m}^4 \\ Y_m &= 6.34 \text{ m} \\ M &= 326.65 \text{ t - m} \\ \square Z_B &= 25.86 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Si sustituimos con K=0.75

$$\square \Pi_B = 40.40 \text{ t/m}^2$$



$$\begin{aligned} \square_{II B} &= 4.04 \text{ kg/cm}^2 \\ f_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ FS &= 2.7 \text{ Factor de seguridad} \end{aligned}$$

$$\square_{II B} < \frac{f_c}{FS} \text{ cumple}$$

$$\begin{aligned} C &= 200 \text{ t/m}^2 \\ \tan \square &= 1 \text{ a } 0.8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} FFC &= 22.41 \text{ Factor de seguridad por cortante} \\ FFC &> FS \text{ cumple} \end{aligned}$$

### Criterio OVR (Tensiones)

$$\begin{aligned} \square_{ZA} &= 1.48 \text{ t/m}^2 \\ K &= 0.20 \\ \square_{IA} &= 1.54 \text{ t/m}^2 \\ \square_{IA} &= 0.15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_t &= 10 \text{ kg/cm}^2 \\ -f_t/FS &= -3.7037037 \text{ kg/cm}^2 \\ \square_{IA} &> - \\ f_t/FS &= \text{cumple} \end{aligned}$$

### Criterio USBR (Tensión)

$$\begin{aligned} \square_{FV \sin U} &= 228.30 \text{ T} \\ \square_{M \sin U} &= 192.74 \text{ t - m} \end{aligned}$$

$$\square_{ZA \sin U} = 10.81 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} f_t/FS &= 37.04 \text{ ton/m}^2 \\ P &= 0.4 \text{ Por existir drenes funcionando correctamente} \end{aligned}$$

$$h_1 = 15.16 \text{ M}$$

$$P \square_{h_1} = 6.064 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} P \square_{h_1} - \\ f_t/FS &= -30.97 \end{aligned}$$

$$\square_{ZA \sin U} > P \square_{h_1} - f_t/FS \quad \text{cumple}$$



Tabla 3.17. Condición B.2, cargas extraordinarias (agua al NAMO con SISMO)

Grupo	Fuerza	Magnitud (ton)		Brazo		Observaciones	Momento (ton - m)	
		Vertical	Horizontal	y (m)	z (m)		-	+
Peso propio	P1	46.50		-4.28			199.02	
	P2	152.99		-0.24			36.72	
	P3	8.58		-5.47			46.91	
Empuje Hidrostático	Pa3	4.29		-5.90		Al NAME y al NAMO	25.33	
	EH6		108.05		4.90	Al NAMO		529.42
	Pa7	10.68		-5.69		Al NAMO	60.70	
	Pa8	4.29		-5.90		Al NAMO	25.33	
Subpresion	U5	-10.65		-4.94		al NAMO		52.56
	U6	-18.70		-0.24		al NAMO		4.49
	U7	-15.97		-5.40		al NAMO		86.32
Azolves	Es1		5.46		2.18			11.92
	Ps2	4.29		-5.90			25.33	
Sismo	T1		9.30		5.17	+ - signo el Brazo		48.05
	T2		30.60		4.90	+ - signo el Brazo		149.93
	T3		1.72		2.18	+ - signo el Brazo		3.75
	Ta		22.73		5.88	+ - signo el Brazo		133.67
		186.28	177.85				419.32	1020.09

### Criterio USBR (Compresión)

$$A = 12.68 \text{ m}^2$$

$$I = 169.89 \text{ m}^4$$

$$Y_m = 6.34 \text{ M}$$

$$M = 600.77 \text{ t - m}$$

$$\square_{ZB} = 52.76 \text{ t/m}^3$$

$$K = 0.75$$

$$\square_{IIB} = 82.44 \text{ t/m}^2$$

$$\square_{IIB} = 8.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS = 2.70 \text{ Factor de seguridad}$$

$$\square_{IIB} <$$

**f'<sub>c</sub>/FS cumple**

$$C = 200.00 \text{ ton/m}^2$$

$$\tan \square = 1 \text{ a } 0.8$$



FFC = 15.31 **Factor de seguridad por cortante**  
**FFC > FS cumple**

**Criterio OVR (Tensiones)**

$\square Z_A = 7.73 \text{ t/m}^2$   
 $K = 0.20$   
 $\square I_A = 8.04 \text{ t/m}^2$   
 $\square I_A = 0.80 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_t = 10.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $-f_t/FS = -3.70 \text{ kg/cm}^2$   
 $\square I_A > -$   
 **$f_t/FS = \text{cumple}$**

**Criterio USBR (Tensión)**

$\square FV_{\sin U} = 231.61 \text{ T}$   
 $\square M_{\sin U} = 445.49 \text{ t - m}$   
 $\square Z_A_{\sin U} = 1.64 \text{ t/m}^2$   
 $f_t/FS = 37.04 \text{ t/m}^2$   
 $P = 0.4$  Por existir drenes funcionando correctamente  
 $h_1 = 14.7 \text{ M}$   
 $P \square h_1 = 5.88 \text{ t/m}^2$   
 $P \square h_1 -$   
 $f_t/FS = -31.16$   
 $\square Z_A_{\sin U} > \mathbf{P g h_1 - f_t/FS}$  **cumple**

Tabla 3.18. Condición C. Vaso vacío con sismo Pseudo-estático.

Grupo	Fuerza	Magnitud (ton)		Brazo		Momento (ton - m)	
		Vertical	Horizontal	y (m)	z (m)	-	+
Peso propio	P1	46.50		-4.28		199.02	
	P2	152.99		-0.24		36.72	
	P3	8.58		-5.47		46.91	
Azolves	Es1		5.46		2.18		11.92
	Ps2	4.29		-5.90		25.33	
Sismo	T1		9.30		5.17	48.05	
	T2		30.60		4.90	149.93	
	T3		1.72		2.18	3.75	
	Ta		22.73		5.88	133.67	
		212.36	69.80			643.36	11.92



### Criterio USBR (Compresión)

$$\begin{aligned} A &= 12.68 \text{ m}^2 \\ I &= 169.89 \text{ m}^4 \\ Y_m &= 6.34 \text{ M} \\ M &= -631.44 \text{ t} \cdot \text{m} \\ \square_{ZB} &= 16.75 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

Si sustituimos con  $K=0.75$

$$\begin{aligned} \square_{IIB} &= 26.17 \text{ t/m}^2 \\ \square_{IIB} &= 2.62 \text{ kg/cm}^2 \\ f_c &= 200.00 \text{ kg/cm}^2 \\ FS &= 2.70 \text{ Factor de seguridad} \end{aligned}$$

$$\square_{IIB} < f_c/FS \text{ Cumple}$$

$$\begin{aligned} C &= 200.00 \text{ t/m}^2 \\ \tan \square &= 1 \text{ a } 0.8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} FFC &= 39.37 \text{ Factor de seguridad por cortante} \\ FFC &> FS \text{ cumple} \end{aligned}$$

### Criterio OVR (Tensiones)

$$\begin{aligned} \square_{ZA} &= 40.31 \text{ t/m}^2 \\ K &= 0.20 \\ \square_{IA} &= 41.92 \text{ t/m}^2 \\ \square_{IA} &= 4.19 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_t &= 10 \text{ kg/cm}^2 \\ -f_t/FS &= -3.70 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\square_{IA} > -f_t/FS = \text{cumple}$$

### Criterio USBR (Tensión)

$$\begin{aligned} \square_{FV \sin U} &= 212.36 \text{ T} \\ \square_{M \sin U} &= -631.44 \text{ t} \cdot \text{m} \\ \square_{ZA \sin U} &= 40.31 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$





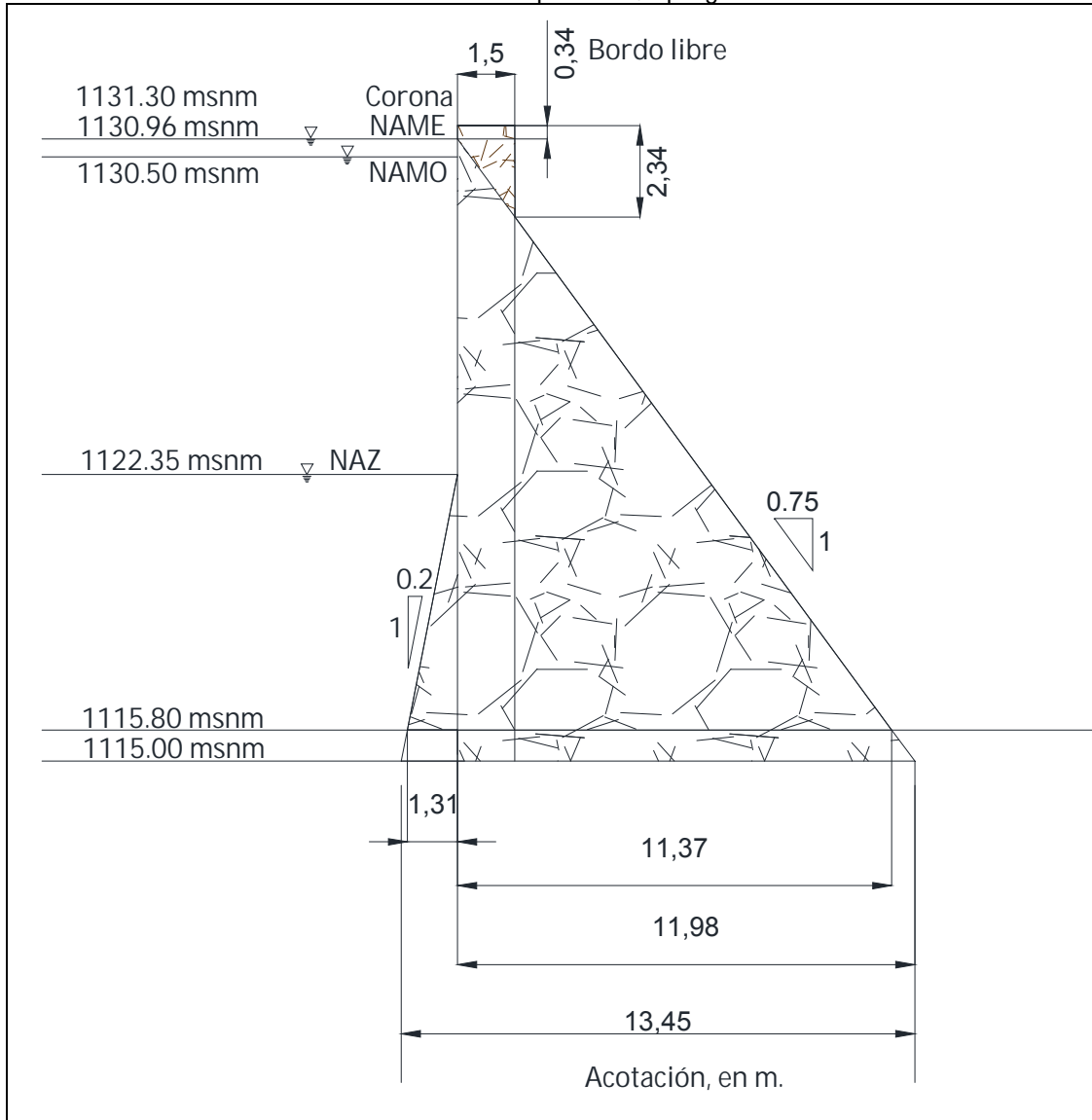
$$\begin{aligned} f't/FS &= 37.04 \text{ t/m}^2 \\ P &= 0.4 \text{ Por existir drenes funcionando correctamente} \\ h_1 &= 14.7 \text{ M} \\ P \square h_1 &= 5.88 \text{ t/m}^2 \\ P \square h_1 - f't/FS &= -31.16 \\ \square ZA \sin U &> P g h_1 - f't/FS \quad \text{cumple} \end{aligned}$$

El análisis de estabilidad de la presa se hizo considerando cuatro condiciones de carga que son: cargas ordinarias (agua al NAMO), cargas extraordinarias (agua al NAME sin SISMO), cargas extraordinarias (agua al NAMO con SISMO) y Vaso vacío con sismo Pseudo-estático, en cada condición de carga se hace la revisión por volteo, deslizamiento y capacidad de carga en la base de la presa; además se revisa por los criterios del: USBR (Compresión), OVR\* (Tensiones), USBR (Tensión).

En el análisis realizado, cada criterio cumple con los factores de seguridad estipulados, además de las condiciones de carga que fueron consideradas, por lo tanto la presa es estable.



Figura 3.36. Dimensiones finales de la Presa de Mamposteria, tipo gravedad.





## **Diseño estructural del vertedor y el respaldo permeable de la presa**

Esta presa se consideró en el vertedor poner una pantalla de concreto que es un cascarón de concreto reforzado, y que servirá entre otras cosas para que el agua pueda fluir libremente a través del vertedor.

### **Normatividad.**

Para el análisis y diseño de la pantalla de concreto se tomaron como base los requisitos de seguridad estructural que marcan las siguientes normas:

- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México, D.F. (2004).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. México, D.F. (2004).

Además de lo anterior, se tomó información del "Proyecto Ejecutivo para la Construcción de la Presa de Almacenamiento para Riego Agrícola, en la Localidad de Huautla, Municipio de Tlaquiltenango, Estado de Morelos"

### **Solicitaciones.**

Para la pantalla de concreto en cuestión se han considerado solicitaciones permanentes, y variables como la presión del agua actuando sobre dicha pantalla.

### **Materiales estructurales.**

Los materiales que a continuación se listan serán los empleados en la estructura y deberán cumplir con las correspondientes normas de calidad NOM y/o ASTM.

#### **MIEMBROS DE CONCRETO:**

Módulo de elasticidad para  $f'c = 250$

$$E_c = 221359 \text{ Kg/cm}^2.$$

Peso volumétrico.

$$W_c = 2200 \text{ Kg/m}^3.$$

#### **MIEMBROS DEL ACERO DE REFUERZO:**

Acero de refuerzo en varillas #3 y mayores.

$$F_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2.$$

Módulo de elasticidad.

$$E_s = 2039000 \text{ Kg./cm}^2.$$



Peso volumétrico.

$$ws = 7850 \text{ Kg./m}^3.$$

## **Análisis estructural.**

EN GENERAL.

Una vez conocidas las cargas básicas sobre la estructura y la geometría de la misma, se procedió a valorar las respuestas de ésta ante las diferentes sollicitaciones.

Básicamente las acciones consideradas son las debidas a la presión del agua sobre dicha pantalla, ya que esta se encuentra actuando sobre el material de la presa.

## **Diseño estructural.**

MIEMBROS DE CONCRETO.

Una vez obtenidas las acciones de las presiones actuantes, y los respectivos factores de carga y resistencia, se procedió al cálculo del refuerzo de la pantalla. Como esta pantalla descansa sobre el material de la presa (mampostería) y no se generan fuerzas internas como en el caso de otras estructuras, solo se revisó que los esfuerzos de aplastamiento que generan las presiones no excedieran las que marcan la normativa respectiva. Además, el refuerzo se revisó para efectos de temperatura y refuerzo mínimo. Aunque el refuerzo mínimo pareciera no importar, ya que no existen fuerzas que hagan flexionar esta pantalla de forma apreciable, de todas formas se considerado en la revisión.

## **Análisis del refuerzo de la pantalla de la presa.**

A continuación se detalla cómo fue obtenido el acero de refuerzo y las consideraciones que se hicieron para dicho cálculo en dicha pantalla:

Para obtener la cubierta de la presa en el vertedor se procedió con lo siguiente:

Los datos de la presa son los siguientes:

Elevación de la cresta vertedora	1130.500 m
Longitud de cresta vertedor	30.000 m
Coefficiente de descarga vertedor	2.000 m <sup>1/2</sup> /s
Gasto de extracción en la obra de toma	0.003 m <sup>3</sup> /s
Gasto de salida máximo en el vertedor	18.53 m <sup>3</sup> /S
Carga sobre el vertedor	0.46 m



El concreto propuesto deberá tener una resistencia  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , cumpliendo según la norma para estructuras hidráulicas.

Él es esfuerzo de aplastamiento para el concreto no se tomará mayor que:

$FR f'_c$  donde  $f'_c = 0.8 f'_c$  y  $FR = 0.70$  para aplastamiento.

Tomando en cuenta que el peso específico del agua es de  $\gamma_o = 1 \text{ t/m}^3$ , y que es válida la ley de Pascal que dice: la presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos, los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan.

La altura de la presa es de 15.52 m, entonces, el estado de esfuerzo uniforme en un punto y a esa altura es de 15.52 t/m<sup>2</sup> equivalente a 1.552 kg/cm<sup>2</sup>. Entonces, el esfuerzo de aplastamiento será de 140 kg/cm<sup>2</sup>.

$140 \text{ kg/cm}^2 > 1.55 \text{ kg/cm}^2$ , por lo tanto la consideración que se hace es correcta.

La velocidad asociada al gasto de 18.53 m<sup>3</sup>/s es de 9.76 m/s.

El recubrimiento del acero en superficies sujetas a la erosión por flujo del agua será de 13 mm para velocidades hasta de 3.05 m/s, y se aumentará este recubrimiento en 13 mm cada 3.05 m/s de incremento de velocidad.

El recubrimiento para el acero de refuerzo es el siguiente:

$$r = (1.3 \text{ cm}) \frac{9.76 \text{ m/s}}{3.05 \text{ m/s}} = 4.16 \text{ cm}$$

El acero de refuerzo por temperaturas para concretos masivos se calculará considerando un espesor de concreto de 37.50 cm (15") máximo, y para revestimiento de concreto se calculará considerando todo el espesor del concreto.

En el caso de vertedores, el espesor mínimo considerado es de 25 cm y el más común es de 30 cm.

El refuerzo por temperatura con un espesor propuesto de 25 cm, se calcula como sigue:



$$As_T = \frac{660x_1}{Fy(x_1 + 100)} = \frac{660 * 25}{4200 * (25 + 100)} 100 * 1.5 = 4.71 \text{ cm}^2$$

El refuerzo mínimo es de:

$$As_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{Fy} = 0.00264$$

con  $b=100$  y  $d=25-4.16$  cm, por lo tanto  $As_{\min} = 5.5 \text{ cm}^2$ .

#3 se tiene que:  $S=100/(5.5/0.7125)=12.95 \text{ cm}=12.5 \text{ cm}$ .

#4 se tienen que:  $S=100/(5.5/1.27)=23.09 \text{ cm}=20 \text{ cm}$ .

A pesar de que los esfuerzos en el concreto serán de aplastamiento, se optará por colocar el acero mínimo aunque no haya momentos flexionantes en teoría. Por lo tanto se tendrá acero de #3@12.5 cm, aunque este también puede ser acero del #4@20 cm.

El acero recomendado se deberá colocar en el lecho superior e inferior.

### **Cimentación de la presa en roca.**

El tratamiento de la cimentación de rocas fisuradas se deberá realizar mediante una pantalla y un tapete de inyecciones con suspensiones inestables, generalmente mezclas de agua y cemento. Es importante cuidar la relación agua cemento (A/C), que debe diseñarse para cada caso particular.

La pantalla de inyecciones se formará con una línea de perforaciones de 7.62 cm de diámetro, una profundidad mínima del 60% de la altura de la cortina y una separación de 10 m en una primera etapa. Si durante la exploración se observa que una zona está más fracturada y es más permeable, es decir, tuvo mayor número de Unidades Lugeon (1 Lugeon=1 litro por minuto por metro, bajo una presión de 10 kg/cm<sup>2</sup>), se deberá realizar una segunda etapa de perforaciones intercaladas con las primeras a cada 5 m.

El tapete de inyecciones se formará con varias líneas de perforaciones de 7.62 cm de diámetro, una profundidad mínima del 20% de la altura de la cortina y una separación de 10 m al tresbolillo.

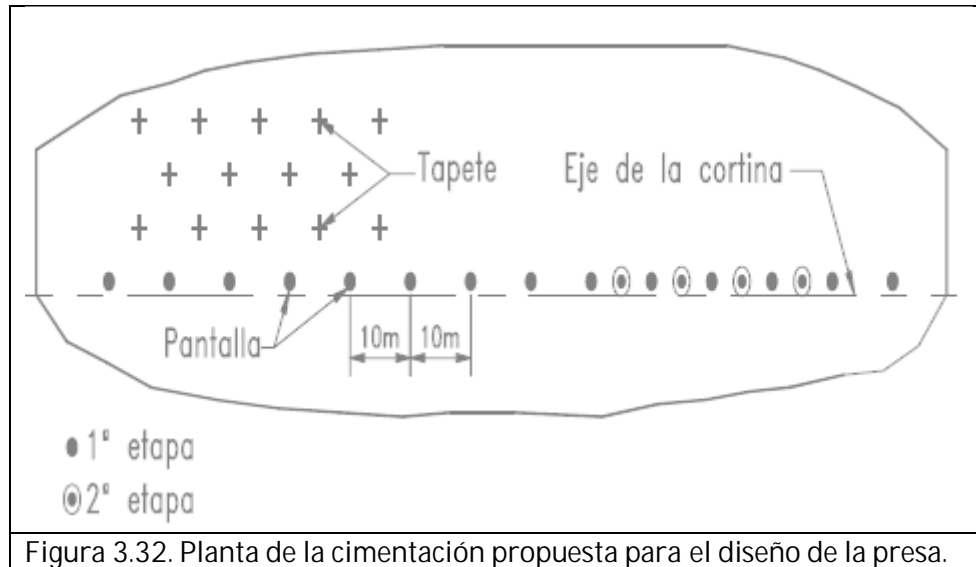


Figura 3.32. Planta de la cimentación propuesta para el diseño de la presa.

### **Descripción y especificaciones del diseño y tratamiento de cimentación.**

La presa "Huatla" será una cortina de tipo gravedad de mampostería. Tendrá una altura aproximada de 16.30 m y longitud de corona de 85.00 m.

De acuerdo con los estudios geológicos realizados recientemente en el sitio, el suelo de la cimentación de la cortina está constituido por una capa superficial de Riodacita Fracturada, al cual le subyace un estrato de Riodacita Sana.

### **Determinación de la línea de limpia.**

Con el objeto de desplantar la cortina en roca sana, se propone retirar el estrato de riodacita fracturada, para usar el estrato de riodacita no fracturada, como suelo de cimentación de la cortina de la presa. En el plano titulado "Tratamiento de la Cimentación", se presenta un perfil de esta línea de limpia.

### **Tratamiento de la cimentación.**

El proyecto del tratamiento de la cimentación se elaboró, tomando en cuenta la información de los sondeos mixtos y las pruebas de permeabilidad realizadas en ellos.

En el Informe Geotécnico se detallan las características de los sondeos y así como los diferentes resultados de permeabilidad, calidad de roca, perfil estratigráfico, etc. Aquí solamente nos referimos a lo pertinente al proyecto de tratamiento de la cimentación.

En el eje de la cortina se efectuaron 3 sondeos mixtos, denominados SM-1, SM-3 Y SM-5; El sondeo SM-1, se perforó en la margen derecha, con su brocal situado aproximadamente a 3 m por arriba de la elevación de la corona de la cortina. El sondeo SM-3, se realizó



---

---

aproximadamente en el centro del cauce; y el sondeo SM-5, se ejecutó en la margen izquierda, con su brocal colocado aproximadamente a la elevación de la corona de la cortina.

En los tres sondeos se determinó un estrato superficial de roca riodacita fracturada, con espesores variables entre 2.00 m, en los sondeos SM-1 y SM-3; y 3.50 m en el sondeo SM-5.

Este estrato presenta valores de RQD, de 25%, en el sondeo SM-5 de la margen izquierda; de 22%, en el sondeo SM-3, en el centro del cauce; y de 15% en la margen derecha. Estos valores clasifican a la roca de este estrato como de mala calidad, por lo que se propuso retirarlo y desplantar la cortina en el suelo subyacente, de mejor calidad.

Una vez definido el nivel de desplante de la cortina, se pasó a estudiar la permeabilidad de la riodiacita no fracturada, para determinar el tipo de tratamiento de la roca, necesario para obtener buenas condiciones de impermeabilidad, en el estrato de cimentación de la cortina.

En los tres sondeos realizados en el eje de la cortina, se efectuaron pruebas de permeabilidad Lugeon, con los resultados siguientes:

En el sondeo SM-5 de la margen izquierda, se realizaron tres pruebas de permeabilidad, en los tramos de 2 a 7 m, de 7 a 12 m y de 12 a 17 m de profundidad, habiéndose obtenido coeficientes de permeabilidad de  $2.89 \times 10^{-5}$ ,  $1.11 \times 10^{-4}$  y  $5.43 \times 10^{-5}$  cm/seg, lo que permite clasificar a la roca como poco permeable.

En el sondeo SM-3, ubicado aproximadamente en el centro del cauce, se determinaron coeficientes de permeabilidad de  $1.89 \times 10^{-4}$ ,  $1.17 \times 10^{-4}$ ,  $1.11 \times 10^{-4}$  y  $5.43 \times 10^{-5}$  cm/seg, valores que identifican a la roca como de poca permeabilidad aún impermeable desde los 27 m hacia abajo.

En el sondeo SM-1 de la margen derecha, se realizaron tres pruebas de permeabilidad, en los tramos de 2 a 7 m, de 7 a 12 m y de 12 a 17 m de profundidad, habiéndose obtenido coeficientes de permeabilidad de  $1.89 \times 10^{-4}$ ,  $1.89 \times 10^{-4}$  y  $5.43 \times 10^{-5}$  cm/seg, lo que permite clasificar a la roca como poco permeable, y aún impermeable desde los 12 m hacia abajo.

De acuerdo con estos resultados de permeabilidad, se consideró que sería suficiente con una pantalla de inyecciones, situada a 50 cm hacia aguas abajo del eje de la cortina, que tendrá una profundidad de 15.00 m, en el centro y la zona plana de la línea de limpia; y en las laderas profundidades del 75% de la carga hidráulica, considerando el agua al NAMO, con profundidades mínimas en los extremos de 5.00 metros.

La separación de los barrenos en primera etapa, será de 10m, la segunda etapa de inyecciones será con barrenos a 5m de separación y la tercera etapa se realizaría, previas pruebas de permeabilidad en la zona tratada, con autorización del Ingeniero de acuerdo con la permeabilidad observada, a una separación de 2.50 m.





---

---

La intensidad del inyectado corresponderá a la curva GIN  $PxV=1500$ , de intensidad promedio, con presión máxima de inyectado de 30.0 bar y volumen máximo de  $0.200 \text{ m}^3/\text{m}$ .

En el plano "Tratamiento de la Cimentación" pueden verse las presiones de inyectado propuesto para diferentes profundidades, así como el tipo de lechada a inyectar.

Cabe destacar que es deseable la realización de pruebas de inyectado, para corroborar la bondad de la mezcla y/o las presiones de inyectado, puesto que con sólo una exploración por margen, es escaso el conocimiento del macizo rocoso.

### **Diseño de la pantalla impermeable.**

La pantalla de impermeabilización se diseñó considerando la permeabilidad reportada en las pruebas Lefranc y Lugeon en ambas márgenes, además de las cargas hidráulicas a las que estarán sometidas.

Todo el proceso de inyección de la pantalla, se deberá realizar siguiendo el método de control GIN, por medio de gráficas de presión-volumen y gasto, presión-tiempo.

La pantalla de impermeabilización se ejecutará desde la superficie del terreno una vez terminada la excavación para el desplante de la cortina.

### **Barrenos de verificación.**

Se deberán efectuar barrenos para verificar el tratamiento de la pantalla de impermeabilización. Los barrenos se harán con recuperación de núcleos de roca y su localización se definirá una vez que se hayan identificado las zonas con mayor consumo de cemento.

La pantalla de impermeabilización estará constituida por una línea de barrenos localizada a 0.50 m hacia aguas abajo del eje de la cortina y en un plano vertical. Los barrenos se perforarán desde la superficie del terreno una vez terminada la excavación para desplante de la cortina.

Las etapas de tratamiento deben ser I y II "obligadas", con separación de barrenos de 10.0 metros en la I Etapa y cerrando distancias a 5.0 metros en la II Etapa. En caso de requerirse, se programarán barrenos de III Etapa en las zonas donde los consumos de II Etapa sean superiores a 50 kg de cemento por metro de perforación.

### **Programa y procedimiento.**

La realización de los tratamientos de impermeabilización de la roca, se efectuarán una vez concluidos los trabajos de excavación para el desplante de la cortina, que consistirán



---

---

básicamente en la remoción de suelos y bloques, y de roca alterada y fracturada y en general en materiales no aptos para el desplante de la cortina.

Antes de iniciar los trabajos de inyección se le entregará al Contratista una zona limpia de todo material suelto y alterado, a lo largo y a lo ancho del sitio donde se efectuarán los trabajos de inyectado.

En todos los casos el Contratista tendrá especial cuidado de calafatear con mortero las fracturas que se encuentre dentro de la zona a tratar, o fuera de ella, para evitar las resurgencias de lechada y asegurar una mejor inyección.

### **Perforación.**

Las perforaciones se ejecutarán en el diámetro especificado de 6.4cm (2½") como mínimo y 8.9cm (3½") como máximo, con máquina de rotación-percusión a la profundidad del barreno indicada para cada caso

### **Lavado de la perforación.**

Inmediatamente después de terminada la perforación de un barreno, éste se deberá lavar con agua limpia para remover las esquirlas de roca producto de la perforación. No deberá emplearse demasiada presión en la bomba para que no se produzcan erosiones en las paredes del barreno.

Lavado a presión después de perforar.- Para el lavado de una perforación de inyectado, que se hará inmediatamente después de terminada, se inyectará agua de circulación continua bajo presión desde el pozo utilizando la tubería de perforación o una especial y se suspenderá cuando el agua de lavado se clarifique. Si no hay retorno por pérdida de agua la bomba deberá trabajar a su máxima capacidad durante un lapso de cinco minutos.

### **Saturación previa del terreno.**

Aquellos barrenos o tramos de barrenos que se localicen arriba del nivel freático deberán ser saturados antes de dar inicio a la inyección, para lo cual se deberá medir el nivel del agua en cada barreno con sonda eléctrica.

La saturación se realizará inyectando agua limpia en el barreno durante 5 minutos a una presión máxima de 1 kg/cm<sup>2</sup>. Inmediatamente después de la saturación se procederá a dar inicio a la inyección del tramo.

En caso de alto consumo de agua durante la saturación, la bomba deberá trabajar a su máxima capacidad durante un lapso de cinco minutos.

### **Procedimientos de inyección de la pantalla impermeabilización por el método de progresiones ascendentes.**

---

---



---

---

Los tramos de cada barreno de pantalla se inyectarán empleando la curva GIN, correspondiente, según se indica a continuación:

- a) perforar en el diámetro especificado con máquina de rotación-percusión la profundidad total del barreno.
- b) efectuar el lavado y la saturación del último tramo (en caso necesario), como se indica en IV.2 y IV.3 respectivamente.
- c) proceder a su inyectado siguiendo el criterio del método GIN establecido, de acuerdo con la Etapa en curso.
- d) colocar el empaque en la parte superior de la siguiente progresión, saturar (en caso necesario) y efectuar su inyectado.
- e) proseguir la inyección en forma ascendente de manera análoga.
- f) Finalmente, cuando se haya concluido la inyección, se rellenará el barreno hasta la superficie con la misma mezcla empleada en el tratamiento.

### **Criterio para sellado de las progresiones.**

Se darán por selladas cada una de las progresiones en proceso de ejecución:

1. Cuando se alcance la envolvente de la curva GIN correspondiente (sosteniendo la Inyección durante 5 minutos a velocidad de bombeo y caudal mínimos)
2. Cuando se llegue a la presión máxima.
3. Cuando se llegue al volumen máximo.

Cuando en un tramo se alcance el volumen máximo de inyección ( $V_{m\acute{a}x}$ ), se suspenderá la inyección del tramo y se reiniciará 8 horas después como un tramo nuevo.

El criterio para ejecutar perforaciones adicionales será cuando el consumo de cemento en algún tramo de un barreno de Etapa II sea superior a 50 kg/m, se procederá a perforar e inyectar barrenos adicionales de Etapa III, equidistantes 2.50 m entre sí y localizados al lado del barreno de Etapa II que presentó alto consumo, sobre el eje de la pantalla.

### **Equipo.**

### **Perforación.**

La perforación en roca se efectuará con máquina de rotación-percusión con capacidad suficiente para alcanzar las profundidades especificadas y con diámetro de 6.4cm (2½") como mínimo y 8.9cm (3½") como máximo.

### **Fabricación de mezclas.**



---

---

Para la fabricación de la mezcla se empleará trubomezclador de altas revoluciones (1250 rpm mínimo), en él la mezcla permanecerá un tiempo de 2 a 3 minutos y después será trasladada al mezclador de bajas revoluciones.

El mezclador de bajas revoluciones (60 a 80 rpm) se empleará para mantener en agitación la lechada durante el tiempo que dure la inyección o hasta que se agote la vida útil de la mezcla, máximo 2 horas.

Deberá contar con un adaptador para medir el volumen de lechada inyectado al terreno.

Se deberá programar el número de equipos suficientes para la dosificación, fabricación y agitado de la mezcla, además de las tuberías de retorno las cuales no deberán exceder de 80 m de longitud entre el barreno en proceso de inyección y la planta de bombeo.

### **Equipo de inyección.**

Se empleará bomba de doble pistón para inyección de lechadas con capacidad suficiente para alcanzar las presiones especificadas y con adaptador para regular la presión de inyectado.

Manómetros registradores de carátula de 6" de diámetro con glicerina, con capacidad para medir un tercio más de cada una de las presiones de inyección máximas especificadas.

Obturadores mecánicos, neumáticos, copas de cuero ó hidráulicos para barrenos, del diámetro adecuado para obturar la perforación y de la longitud y resistencia suficientes para las presiones de inyección especificadas.

### **Mezcla de inyección.**

#### **Materiales.**

**Agua:** deberá ser limpia y fresca con bajo contenido de sales y sólidos disueltos y libres de materia orgánica.

**Cemento:** Tipo puzolánico con superficie específica Blaine de 4200 a 5100  $\text{cm}^2/\text{g}$  como mínimo, de buena calidad, no hidratado, para lo cual se deberá almacenar bajo techo y colocado en tarimas de madera, en cantidad suficiente para que los trabajos de inyección no se suspendan. El lote ó lotes de cemento a utilizar deberán estar verificados para que cumplan con la superficie específica establecida.

**Aditivos:** Superfluidizante y estabilizador, producto sintético libre de cloruros, que produzca a la mezcla de inyección una consistencia superfluida y alta trabajabilidad y con alta poder disipante.

### **Proporcionamientos.**



El proporcionamiento de la mezcla en relación (agua: cemento en peso), podrá variar de 0.7:1 a 0.9:1, dependiendo del tipo de cemento empleado y con un porcentaje de aditivo del 0.8% a 1.5% en peso del cemento. Antes de dar inicio al inyectado, se deberá realizar un estudio de laboratorio para diseñar y definir el proporcionamiento más adecuado de la mezcla, de acuerdo con las propiedades físicas y geológicas que se anotan en el inciso VI.3

### Propiedades físicas y geológicas de la mezcla.

La mezcla de inyección deberá cumplir con las siguientes propiedades:

- a) tiempo de flujo en cono tipo Marsh (de 946 ml): de 29 a 32 segundos.
- b) decantación: igual o menor de 5% en tres horas.
- c) cohesión relativa medida con placa: inicial = 0.08 a 0.2 mm, aumentando de 0.2 a 0.3 en dos horas.
- d) resistencia a la compresión simple: de 90 a 100 kg/cm<sup>2</sup> a la edad de 7 días.  
de 130 a 170 kg/cm<sup>2</sup> a la edad de 28 días.
- e) densidad > 1.5 g/cm<sup>3</sup>.

### Perforaciones de verificación.

Al final del tratamiento se perforarán barrenos de verificación con broca de diamante en diámetro NQ con barril doble giratorio con obtención de muestras, para verificar efectividad del tratamiento y el porcentaje aproximado de la impregnación de las lechadas, las muestras se colocarán en cajas de madera, en secuencia correcta, separando con bloques de madera los tramos perforados.

Estas perforaciones se utilizarán para realizar las pruebas de permeabilidad Lefranc o Lugeon y al finalizar las pruebas, se inyectarán como barrenos de tratamiento, empleando las curvas GIN correspondientes según sea el caso y con la misma mezcla utilizada para el tratamiento.

Tabla 3.11. Proporcionamiento de mezclas para realizar el inyectado de la cimentación.

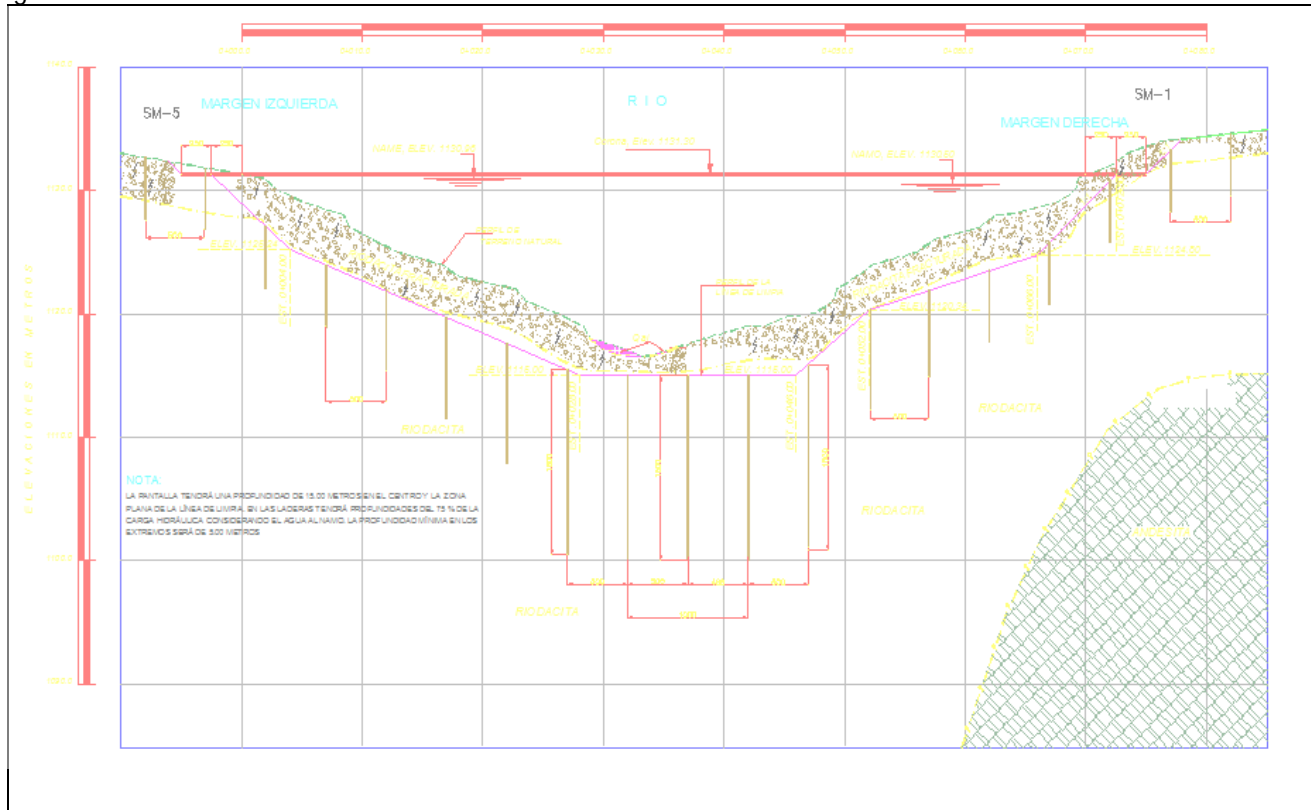
Mezcla	Agua (Its)	Cemento (kg)	Aditivo estabilizador (Its)	Arena (m3)	Acelerante (Its)	Volumen aproximado (Its)
Lechada	40	50	1 a 2%		1 a 2%	58

Tabla 3.12. Presiones de inyectado.

Progresión	Profundidad (m)	Presión manométrica (kg/cm <sup>2</sup> )		
		Etapa I	Etapa II	Etapa III
1	0 – 5	3.0	4.5	6.0
2	5 – 15	4.0	5.0	6.5



Figura 3.32. Tratamiento de la cimentación.



## V.4 PRESENTACIÓN DE ESQUEMAS DE SOLUCIÓN.

### Presas de gravedad.

Una presa de gravedad es aquella cuya estabilidad frente a las fuerzas externas actuantes sobre ella, se debe fundamentalmente a la fuerza de su peso propio.

Las presas de gravedad de **concreto** o de **mampostería**, se adaptan a los lugares en que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana, aunque las estructuras bajas se pueden establecer sobre cimentaciones aluviales si se construyen adecuadamente. Se adaptan bien para usarse como cresta vertedora y, debido a esta ventaja, a menudo se usan formando la parte vertedora de las presas de tierra y de enrocamiento o de una presa derivadora. Las presas de gravedad pueden tener planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad. Además ocasionalmente, la curvatura hacia aguas arriba puede situar esa parte de la presa en una cimentación más elevada de roca.



Para saber si la estructura es estable, se realizará un análisis que se basa en la teoría de vigas donde se utilizará la fórmula de la escudaría a flexión.

Cuadro 3.2.3. Planta de la presa de gravedad de mamposteria y/o concreto.

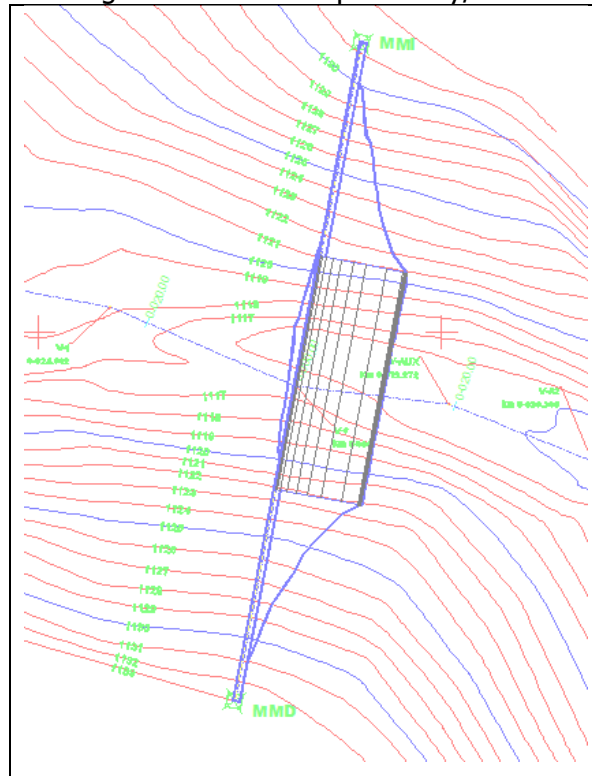
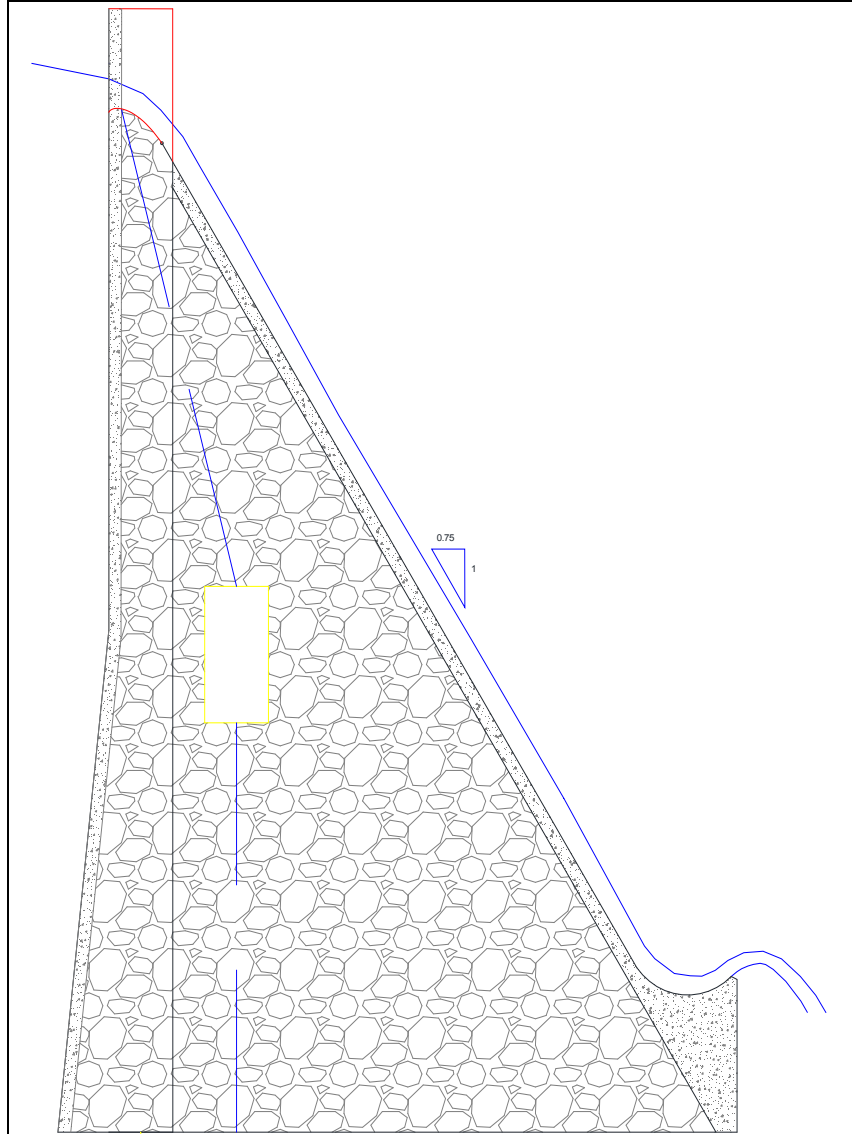




Figura 3.2.4. Sección transversal de la presa de mampostería.



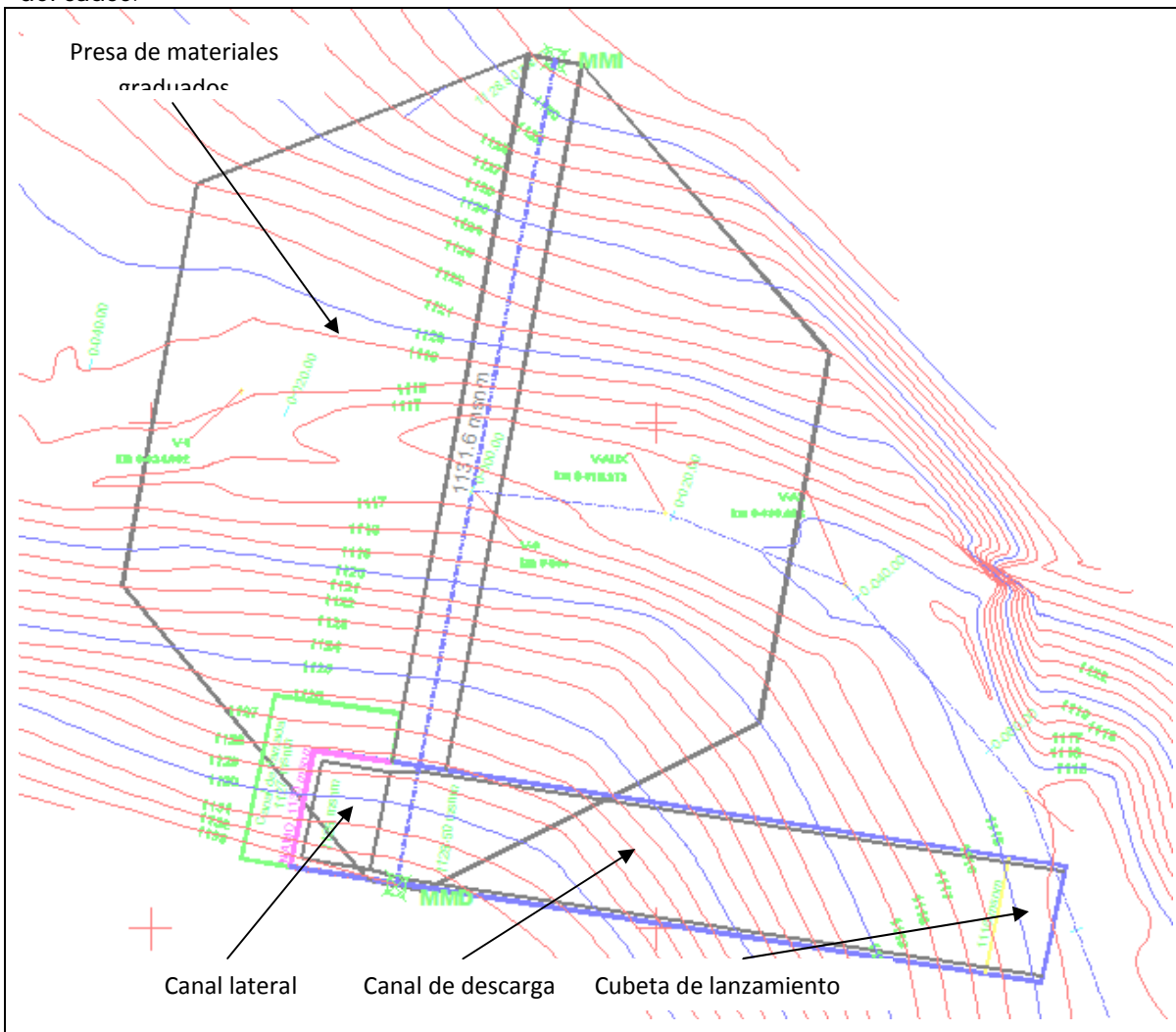




## Presas de materiales graduados.

La presa consta de un núcleo central impermeable y de zonas de permeabilidad creciente del centro hacia los taludes. La zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad en los vaciados rápidos y la zona permeable aguas abajo actúa como dren para abatir el límite superior de las filtraciones y como respaldo estabilizante.

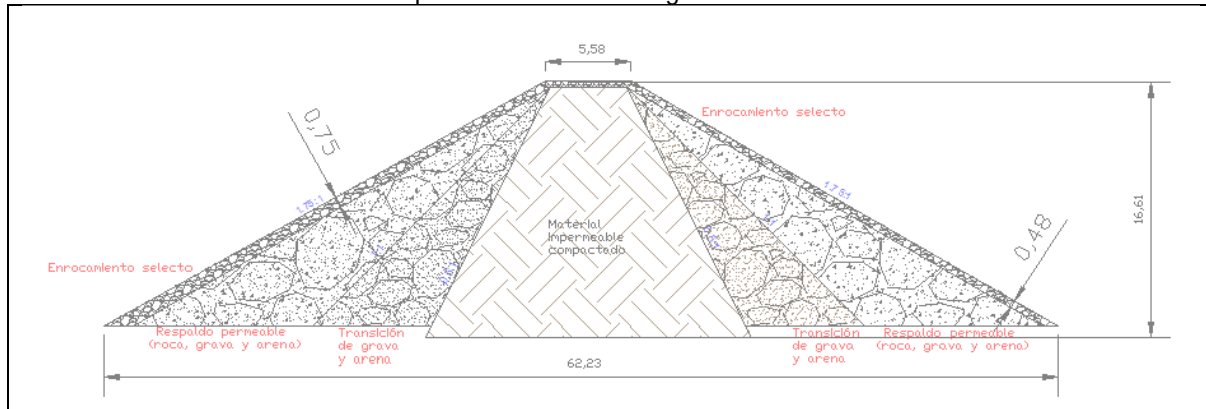
Figura 3.2.5. Planta de la presa de materiales graduados con obra de excedencias sobre la margen derecha del cauce.



La presa de materiales graduados se plantea como una alternativa de solución, la estructura analizada en esta alternativa será empleando un vertedor de canal lateral sobre la margen derecha de la cortina.



Figura 3.2.6. Sección transversal de la presa de materiales graduados.



Cálculos hidráulicos, geométricos y estructurales definitivos.

### **Diseño de estructuras accesorias para la presa de Materiales graduados, Obra de excedencias con vertedor de canal lateral, rápida de descarga y cubeta de lanzamiento.**

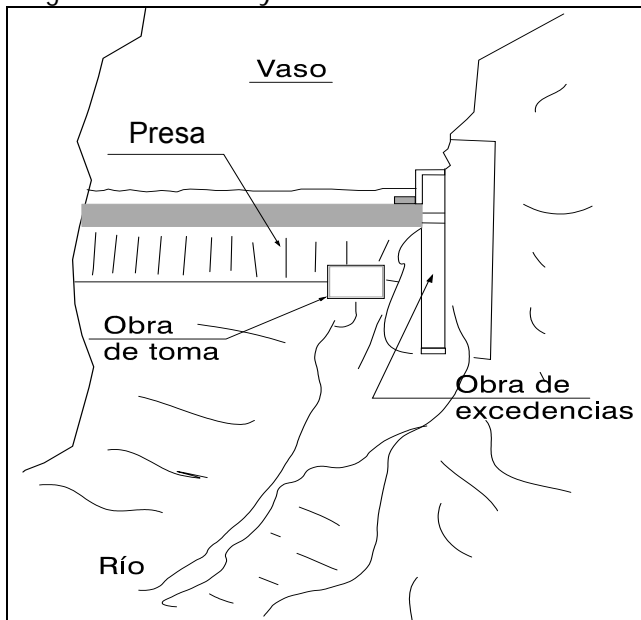
Dentro de las partes que integran un aprovechamiento hidráulico la presa es uno de los puntos de mayor importancia por la función que realiza dentro del funcionamiento integral de toda la estructura.

La presa a su vez está constituida por las siguientes obras auxiliares:

- Vaso
- Obra de desvío
- Presa
- Obra de Toma
- Obra de excedencias



Figura 3.2.7. Presa y obras accesorias.



La Obra de Excedencias es la estructura que permite regular la entrada excesiva de agua dentro del vaso de la presa para dar seguridad a la estructura misma y a la infraestructura que se tenga aguas abajo del aprovechamiento hidráulico.

### **Vertedores en canal lateral.**

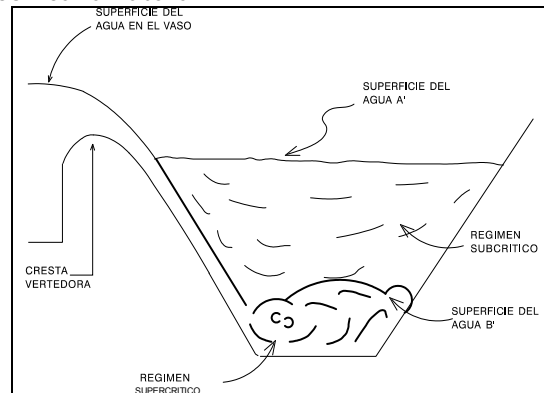
Los vertedores en canales laterales son aquellos en los que el vertedor de control se coloca a lo largo del costado y aproximadamente, paralelo a la porción superior del canal de descarga del vertedor. El agua que se vierte sobre la cresta cae en un conducto angosto opuesto al vertedor, gira aproximadamente un ángulo recto, y luego continúa hasta caer dentro del canal principal. El proyecto del canal lateral está supeditado solamente a las condiciones hidráulicas que imperan en el tramo de aguas arriba del canal de descarga. Las descargas de los canales laterales pueden conducirse directamente a un canal de descarga abierto, a un conducto cerrado o a un túnel inclinado. El agua puede entrar al canal lateral en uno solo de los lados del conducto en el caso de que esté localizado en una ladera empinada o por ambos lados y por el extremo si está ubicado en la cumbre de una loma o en una ladera suave.

Cuando el fondo de la cubeta del canal lateral se elige de manera que su profundidad abajo de la pendiente hidráulica sea mayor que el que tenga la energía específica mínima, la circulación será con régimen subcrítico o supercrítico, según las relaciones del perfil del fondo a la pendiente crítica o según la influencia de la sección de control de aguas abajo. Si la pendiente del fondo es mayor que la crítica y no se ha establecido una sección de control abajo de la cubeta del canal lateral, predominará el régimen supercrítico en toda la longitud del canal. En



este régimen, las velocidades serán elevadas y los tirantes pequeños, lo que produce una caída relativamente grande del nivel de agua en el canal. Este régimen se ilustra en el perfil de la figura. Inversamente, si se establece una sección de control aguas abajo del canal lateral para aumentar los tirantes de aguas arriba, se puede lograr que el canal funcione con régimen subcrítico. Las velocidades serán menores que las críticas y las mayores profundidades producirán una caída más pequeña, del nivel de la superficie del agua en el canal lateral. Como se observa en la figura 3.2.8.

Figura 3.2.8. Cimacio vertedor con canal lateral.



En la figura 3.2.8. Se puede observar el efecto de la distancia de la caída del vaso a la superficie del agua del canal para cada tipo de régimen. Puede verse, que en el régimen subcrítico no se desarrollan grandes velocidades transversales en el agua que llega debido a lo pequeño de la caída antes de que encuentre la corriente del canal, mezclándose así muy bien con el volumen de agua contenido en el canal. Como las velocidades de llegada y del canal son relativamente lentas, se hará una mezcla bastante completa del agua, produciéndose, por lo tanto, una circulación comparativamente uniforme en el canal lateral. Cuando el canal funciona con régimen supercrítico, las velocidades son elevadas, y la mezcla de la corriente transversal con la del canal será agitada y turbulenta. Las corrientes transversales tienden a desviar la corriente del canal al lado más alejado del canal, produciendo un oleaje violento con las correspondientes vibraciones. Es, por lo tanto, evidente que para el mejor funcionamiento hidráulico los regímenes tienen que ser subcríticos. Lo que se puede lograr estableciendo una sección de control aguas abajo del canal lateral.



Figura 3.2.9. Obra de excedencias.

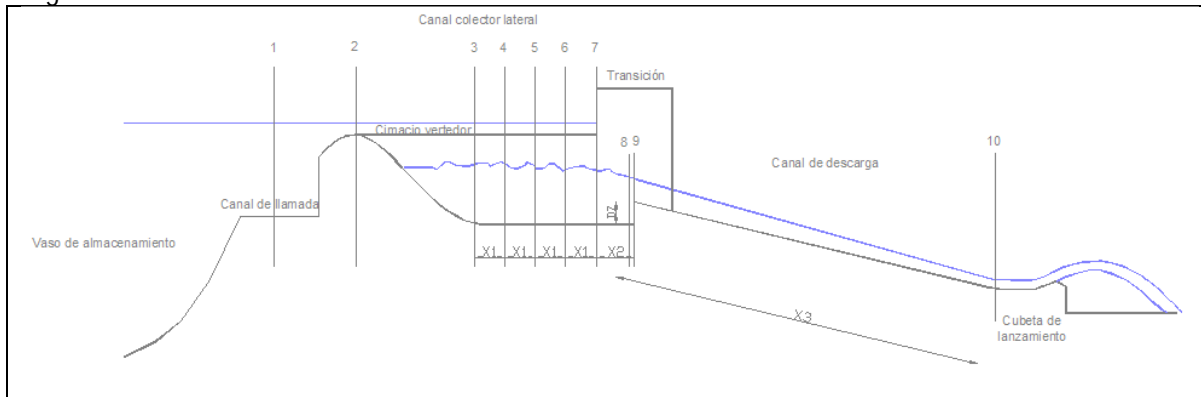
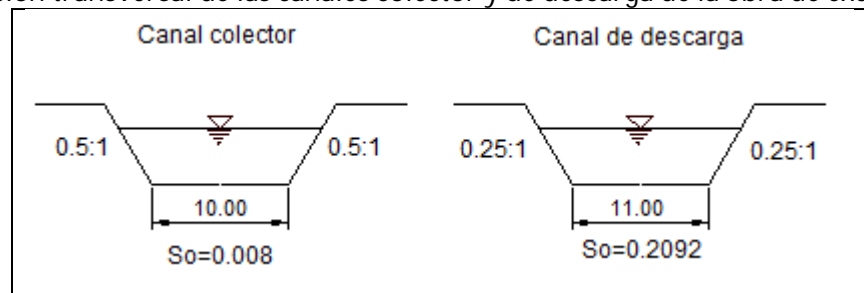


Figura 3.2.10. Sección transversal de las canales colector y de descarga de la obra de excedencias.



Para el análisis del perfil de flujo en el vertedor de canal lateral se realizó el siguiente procedimiento:

1. Con la ecuación 1.2, se obtiene el tirante crítico en la sección de control (9).

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

$$\frac{(18.53)^2}{g} = \frac{(11y + 0.25y^2)^3}{(11 + 2(0.25)y)} \Rightarrow y_c = 0.658 \text{ m}$$

2. Para la obtención del tirante de agua en la sección 8, se aplica ecuación de la energía entre 8 y 9 y se calcula el tirante en 8 para régimen subcrítico.

$$z_9 + E_9 = z_8 + E_8$$

$$1129.48 - 1127.94 = y_8 + \frac{18.53^2}{(11y_8 + 0.25y_8^2)^2 2g}$$

$$y_8 = \{1.48 \text{ m}, Fr = 0.29 < 1 \Rightarrow \text{Régimen subcrítico}\}$$



3. Con el tirante en la sección 8, se procede a calcular el tirante en 7 aplicando ecuación de la energía entre ambas secciones; el tirante elegido será el que se obtenga para régimen subcrítico.

$$z_8 + E_8 = z_7 + E_7$$

$$1129.48 - 1127.97 = y_7 + \frac{18.53^2}{(10y_7 + 0.5y_7^2)^2 2g}$$

$$y_7 = \{1.44 \text{ m}, Fr = 0.33 < 1 \Rightarrow \text{Régimen subcrítico}\}$$

### Flujo espacialmente variado.

Para el cálculo de los tirantes en el canal lateral se utilizan las ecuaciones siguientes:

$$q^* = \frac{Q_T}{L_C} \quad (m^3 / s / m) \quad \text{Calculo del gasto unitario } q^* \text{ por longitud de cresta del cimacio.} \quad (3.2.1)$$

$$Q_{i-1} = Q_i - q^* \Delta x \quad (m^3 / s) \quad \text{Calcular el gasto en cada una de las secciones del canal colector} \quad (3.2.2)$$

$$y_{i-1} = y_i - S_o \Delta x + \Delta y' \quad (3.2.3)$$

$$\Delta y' = \frac{Q_{i-1}}{g} \left( \frac{V_{i-1} + V_i}{Q_{i-1} + Q_i} \right) \left[ (V_i - V_{i-1}) + \frac{V_i}{Q_{i-1}} (Q_i - Q_{i-1}) \right] + \left( \frac{Sf_i + Sf_{i-1}}{2} \right) \Delta x \quad (3.2.4)$$

Para el cálculo del perfil de flujo (secciones 3 a 6) con el método de flujo espacialmente variado para canales laterales; se emplearon las ecuaciones 1.11. y 1.12., figura 3.28.

Cuadro 3.2.4. Perfil de flujo en el canal colector.

Sección	Dy (m)	Y (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	Fr	Sf	Sfm
6	0.026	1.44	16.817	15.46	13.22	1.17	1.09	0.30	0.00019	0.00021
5	0.023	1.45	15.205	15.56	13.24	1.17	0.98	0.27	0.00015	0.00017
4	0.020	1.46	13.592	15.63	13.26	1.18	0.87	0.24	0.00012	0.00013
3	0.018	1.46	11.980	15.67	13.27	1.18	0.76	0.21	0.00009	0.00011

Fuente: Datos generados para el proyecto.

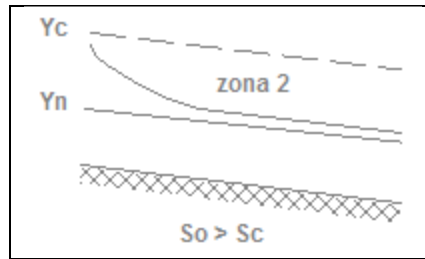
### Flujo gradualmente variado.

El análisis de los perfiles del flujo gradualmente variado se realiza por medio de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - Sf}{1 - Fr^2} \quad (3.2.5)$$

Para analizar las características del perfil, éste primeramente se debe clasificar tomando como referencia la plantilla que presenta el canal:

Figura 3.2.11. Perfil de flujo en el canal de descarga.



Una vez definida la letra asociada al tipo de pendiente, se analiza la zona en que se ubica el nivel del agua dentro del canal para asignar un número, que corresponde a la zona de ubicación del perfil que se presenta en el canal de descarga y es un "S<sub>2</sub>"

Para el cálculo del perfil de flujo se emplea la ecuación dinámica de flujo gradualmente variado, secciones 9 a 10; en el canal de descarga; para la solución de la ecuación se empleó el método de incrementos finitos, figura 3.28.

Cuadro 3.2.5. Perfil de flujo en el canal de descarga.

Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	v <sup>2</sup> /19.62 (m)	E (m)	Sf	Sfm	Δx (m)	ΣΔx (m)
0.66	7.3462	12.3565	0.5945	2.5224	0.3243	0.9823	0.00249	---	---	0.00
0.61	6.7891	12.2550	0.5540	2.7294	0.3797	0.9885	0.00321	0.00285	0.03	0.03
0.56	6.2331	12.1535	0.5129	2.9728	0.4504	1.0100	0.00422	0.00371	0.10	0.13
0.51	5.6784	12.0520	0.4712	3.2633	0.5428	1.0531	0.00569	0.00496	0.21	0.35
0.46	5.1248	11.9505	0.4288	3.6157	0.6663	1.1274	0.00792	0.00681	0.37	0.71
0.41	4.5725	11.8490	0.3859	4.0525	0.8370	1.2489	0.01146	0.00969	0.61	1.32
0.36	4.0214	11.7475	0.3423	4.6078	1.0822	1.4448	0.01738	0.01442	1.01	2.33
0.31	3.4715	11.6460	0.2981	5.3377	1.4521	1.7655	0.02804	0.02271	1.72	4.05
0.26	2.9228	11.5445	0.2532	6.3397	2.0485	2.3126	0.04918	0.03861	3.21	7.25
0.21	2.3754	11.4430	0.2076	7.8009	3.1016	3.3165	0.09704	0.07311	7.38	14.63
<b>0.17</b>	<b>1.8291</b>	<b>11.3415</b>	<b>0.1613</b>	<b>10.1306</b>	<b>5.2308</b>	<b>5.3964</b>	<b>0.22914</b>	<b>0.16309</b>	<b>45.11</b>	<b>59.74</b>

Fuente: Datos generados para el proyecto.



Cuadro 3.2.6. Matriz de discriminación de alternativas de solución de la presa.

Clave	Conceptos	Concreto	Mampostería	Materiales graduados
PC 1	Agua	1	1	1
PC 2	Grava	1	1	1
PC 3	Arena	1	1	1
PC 4	Roca de diversos tamaños	1	1	1
PC 5	Cimentación (pantalla de inyecciones)	1	1	1
PC 6	Arcilla			1
PC 7	Bancos de material cercanos al sitio de construcción (Grava, arena, roca de diversos tamaños)	1	1	1
PC 8	Bancos de material lejanos al sitio de construcción (Arcilla)			1
PC 9	Respaldo impermeable de concreto		1	1
PC 10	Obra de desvío	1	1	1
PC 11	Cimacio Vertedor (concreto armado)	1	1	1
PC 12	Canal Lateral (concreto armado)			1
PC 13	Canal de descarga (concreto armado)			1
PC 14	Estructura disipadora de energía (concreto armado)	1	1	1
PC 15	Obra de desfogue de fondo	1	1	1
PC 16	Mayor longitud en la obra de desvío			1
PC 17	Mayor espacio en su construcción			1
PC 18	Reducción en el almacenamiento de agua			1
PC 19	Mayor número de estructuras para conducir el agua a su descarga final			1
PC 20	Incremento de costos en obras accesorias			1
PC 21	Incremento de costos en la cimentación			1
PC 22	Incremento en los costos de la obra de desvío			1
Resumen de puntaje		10	11	22

La calificación que se dio fue de un punto a cada uno de los conceptos de acuerdo al material y estructuras que se deberán construir, la que presente más desventajas se descarta de este análisis, posteriormente se obtuvo el puntaje en cada una de las propuestas y se obtuvo que la alternativa con un puntaje más bajo la de concreto, pero si se analizan los costos se obtendrá que la de mampostería es la ideal para la realización del proyecto, así como la construcción de la misma; la de materiales graduados lleva un corazón de arcilla, y este resulta difícil conseguirlo en el lugar por la cantidad de material disponible; lo que hace que el sitio o banco más cercano se ubica aproximadamente a 70km con respecto al de la construcción de la presa, esto encarecerá más la obra; por lo que la de mampostería resulta buena elección. Esta será la seleccionada para la construcción de los trabajos a realizar en este proyecto.

## V.5 DISEÑO DE LA OBRA DE DESVÍO.

La obra de desvío tiene por objeto desviar el escurrimiento del río durante la construcción, para poder trabajar en seco en el sitio de la cortina y obras auxiliares. En general, los esquemas que se estudiaron para el desvío del escurrimiento del cauce, se tomó en cuenta una cortina de mampostería y una materiales graduados; debido a que, en el primer caso poco o ningún daño ocasionaría que ciertos volúmenes de agua brincaran por encima de la estructura; no así en el segundo caso, en donde el agua podría erosionar la estructura y provocar una falla de graves consecuencias.





Por otra parte, el desvío estará afectado por el régimen del escurrimiento, ya que la solución adecuada, y el costo de la misma, será diferente si sólo se presenta una temporada de lluvias bien definida, si existen periodos de escurrimiento abundante, en donde hay escurrimientos producidos por lluvias de verano, y escurrimientos en invierno, como producto de precipitaciones provocados por frentes polares, algunas veces acompañados de agua de deshielo en las montañas.

Con objeto de poder determinar el conjunto y dimensión de las estructuras que formen la mejor solución para el desvío, se consideraron los siguientes factores:

- Régimen del escurrimiento.
- Magnitud y frecuencia de las avenidas para el desvío.
- Método para desviación.

### Régimen del escurrimiento

En el régimen de escurrimiento se observa que la corriente es pequeña debido a los gastos que se presentan para los diferentes periodos de retorno no son de magnitud considerable. Por lo que se representara gráficamente el régimen del cauce con sus respectivos hidrogramas.

Para el desvío de la corriente el periodo de tiempo mínimo de observación que debe aceptarse como conveniente, en el escurrimiento del cauce; es decir el periodo de retorno mínimo es del orden de 15 ó 20 años, que pueden considerarse aceptables.

Para el desvío de la corriente se tomó un periodo de retorno de 25 años, la estructura propuesta es realizar un canal de mampostería, para ello se considera un bordo libre por lo que puede contener un gasto para un periodo de retorno de hasta 50 años, sin problemas de presentar desbordamiento y evitar con ello inundaciones en la zona de trabajo, otra alternativa es la de hacer simplemente cortes en la margen derecha del cauce y con las características geométricas se tendría un canal natural y con ello los costos de construcción en este apartado disminuirán.

Cuadro 3.2.7. Gastos de escurrimiento en el cauce.

Tr (años)	Q (m <sup>3</sup> /s)
2	2.30
5	5.40
10	7.50
25	10.10
50	11.90
100	13.60
500	17.30
1000	18.80

Fuente: Datos obtenidos del estudio hidrológico.



## Métodos de desviación

La planeación de las estructuras que forman el desvío, depende principalmente de cinco elementos:

1. Magnitud del flujo a desviar,
2. Características físicas del sitio de construcción: topográficas, geológicas, etc.
3. Tipo de cortina por construir: mampostería, concreto o materiales graduados.
4. Características y localización del resto de las estructuras hidráulicas que forman la presa, como: obra de toma, obra de excedencias, obras de control, etc.
5. La probable secuencia de las operaciones constructivas.

De manera, utilizando los dos primeros elementos que nos proporciona la naturaleza, y los tres últimos, cuya determinación corresponde al ingeniero, de acuerdo con ello se trató de seleccionar un conjunto con características óptimas considerando que sea práctico, economía y posibles riesgos. Las obra de desvío puede ser incorporada en el programa de construcción con un mínimo de pérdidas, peligro y retraso.

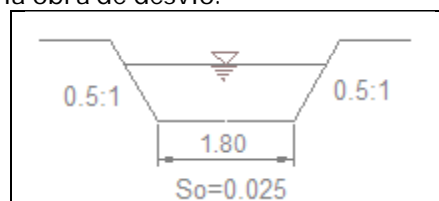
Para desviar la corriente, se utilizó un canal temporal a través del sitio de construcción.

Presentación de esquemas de solución.

Por costos se evitó realizar túneles a través de las laderas de la boquilla, además de la configuración topográfica del sitio. Para el caso de que fuera viable la presa de materiales graduados podría ponerse un conducto a través del cuerpo de la cortina de materiales graduados.

El planteamiento de la obra desvío se hace de acuerdo con las características topográficas del sitio, de aquí se desprende únicamente la alternativa siguiente:

Figura 3.2.12. Canal de descarga en la obra de desvío.





## V.6 CÁLCULOS HIDRÁULICOS, GEOMÉTRICOS Y ESTRUCTURALES DEFINITIVOS.

Para el diseño hidráulico del canal, este se revisara con flujo uniforme, y posteriormente el análisis del perfil del agua en el cauce se hará empleando el método del flujo gradualmente variado que se realiza por medio de la ecuación dinámica. Para analizar las características del perfil, en primer lugar se debe clasificar tomando como referencia la plantilla que presenta el canal, así como el cálculo del tirante normal (ecuación 3.2.6) y el tirante crítico (ecuación 3.2.7), así como las características geométricas de la sección hidráulica.

$$\begin{aligned} Q &= 10.1 \text{ m}^3/\text{s} \\ n &= 0.025 \text{ s/m}^{1/3} \\ S &= 0.025 \\ b &= 1.8 \text{ M} \\ K &= 0.5 \end{aligned}$$

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = A Rh^{2/3} \quad (3.2.6)$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (3.2.7)$$

### Tirante normal

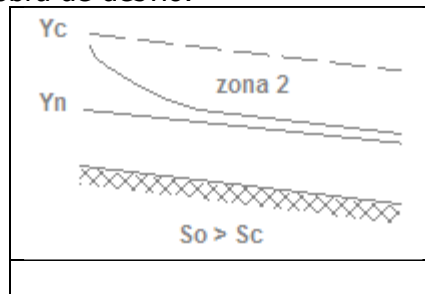
$$\begin{aligned} Qn/s^{1/2} &= 1.597 \\ AR^{2/3} &= 1.597 \\ AR^{2/3} - Qn/s^{1/2} &= 0.000 \\ Y_n &= 1.006 \text{ m} \\ A &= 2.317 \text{ m}^2 \\ P &= 4.050 \text{ m}^2 \\ Rh &= 0.572 \text{ m}^{2/3} \\ T &= 2.806 \text{ m} \end{aligned}$$

### Tirante crítico

$$\begin{aligned} Q^2/g &= 10.399 \\ A^3/T &= 10.399 \\ A^3/T - Q^2/g &= 0.000 \\ Y_c &= 1.299 \text{ M} \\ A &= 3.182 \text{ m}^2 \\ P &= 4.705 \text{ m}^2 \\ Rh &= 0.676 \text{ m}^{2/3} \\ T &= 3.099 \text{ m} \\ Sc &= 0.011 \end{aligned}$$



Figura 3.2.13. Perfil de flujo en la obra de desvío.

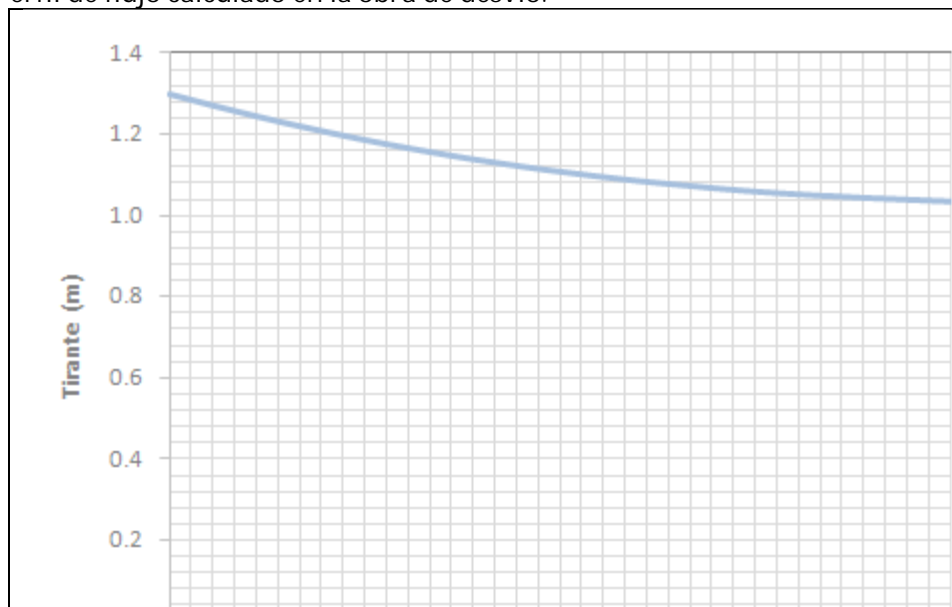


Cuadro 3.2.8. Calculo del perfil del agua en la obra de desvío.

Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	$v^2/19.62$ (m)	E (m)	Sf	Sfm	x (m)	x <sup>2</sup> (m)
1.30	3.182272	4.7049	0.6764	3.1738	0.5134	1.8125	0.01060	---	---	0.00
1.27	3.097191	4.6433	0.6670	3.2610	0.5134	1.7850	0.01140	0.01100	1.97	1.97
1.24	3.01287	4.5816	0.6576	3.3523	0.5134	1.7574	0.01228	0.01184	2.10	4.07
1.22	2.92931	4.5199	0.6481	3.4479	0.5134	1.7298	0.01325	0.01277	2.25	6.32
1.19	2.84651	4.4583	0.6385	3.5482	0.5134	1.7022	0.01431	0.01378	2.46	8.78
1.16	2.764471	4.3966	0.6288	3.6535	0.5134	1.6747	0.01549	0.01490	2.73	11.51
1.13	2.683192	4.3349	0.6190	3.7642	0.5134	1.6471	0.01679	0.01614	3.11	14.62
1.11	2.602673	4.2733	0.6091	3.8806	0.5134	1.6195	0.01823	0.01751	3.68	18.30
1.08	2.522915	4.2116	0.5990	4.0033	0.5134	1.5919	0.01984	0.01903	4.62	22.92
1.05	2.443918	4.1500	0.5889	4.1327	0.5134	1.5644	0.02163	0.02073	6.46	29.38
1.02	2.365681	4.0883	0.5786	4.2694	0.5134	1.5368	0.02363	0.02263	11.61	41.00

Fuente: Datos generados para el proyecto.

Figura 3.2.14. Perfil de flujo calculado en la obra de desvío.





## Diseño de ataguías.

Las ataguías son estructura que se utilizan para crear un espacio para trabajar en áreas cubiertas por agua. Se empleara en la construcción de estructuras y obras accesorias de la presa. Las ataguías se construirán de arcilla, ya que este material bien compactado permite resistir la presión o empuje del agua que la rodea.

La altura de la ataguía aguas arriba y la central paralela al cauce son una función de las dimensiones del canal de desvío. Si consideramos el ancho de la plantilla, tenemos que la altura de la ataguía aguas arriba =  $f(1/b)$ .

Figura 3.42. Diseño de las ataguías aguas arriba y aguas abajo del cauce.



## Estabilidad de taludes.

Una superficie de terreno expuesta, situada a un ángulo con la horizontal se llama talud o pendiente no restringida, y puede ser natural o construido. Si la superficie del terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionara que el suelo se mueva hacia abajo.

Si la componente de la gravedad es suficientemente grande ocurrirá la falla del talud; es decir, la masa del suelo se deslizará hacia abajo. La fuerza actuante vence a la fuerza resistente de la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de ruptura.

## Análisis de estabilidad por el Método sueco (Dovelas).

El análisis por estabilidad usando el método de las dovelas, se explica con referencia a la figura, en donde AC es un arco de un círculo que representa la superficie de falla de prueba. El suelo arriba de la superficie de falla arriba se divide en varias dovelas verticales. El ancho de cada dovela no tiene que ser el mismo. Considerando una longitud unitaria perpendicular a la sección transversal mostrada, las fuerzas que actúan sobre una dovela típica (n-ésima dovela) se muestra en la figura.  $W_n$  es el peso efectivo de la dovela, las fuerzas  $N_r$  y  $T_r$  son las componentes normal y tangencial de la reacción  $R$  respectivamente  $P_n$  y  $P_{n+1}$  son las fuerzas normales que actúan sobre los lados de la dovela. Similarmente las fuerzas cortantes que actúan sobre los lados de la dovela  $T_n$  y  $T_{n+1}$ . Por simplicidad, la presión de poro del agua se



supone igual a 0. Las fuerzas  $P_n$ ,  $P_{n+1}$ ,  $T_n$  y  $T_{n+1}$ , son difíciles de determinar. Sin embargo, hacemos una suposición aproximada de que las resultantes de  $P_n$  y  $T_n$  son iguales en magnitud a las resultantes de  $P_{n+1}$  y  $T_{n+1}$  y también que sus líneas de acción coinciden.

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cos(\alpha_n) \tan(\phi))}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \operatorname{sen}(\alpha_n))}$$

$$\Delta L_n = b_n / \cos(\alpha_n)$$

Donde  $b_n$  es el ancho de la n-ésima dovela.

El valor de  $\alpha_n$  puede ser positivo o negativo. El valor de  $\alpha_n$  es positivo cuando la pendiente del arco está en el mismo cuadrante que el talud del terreno. Para encontrar el factor mínimo de seguridad es decir, el factor de seguridad para el círculo crítico, se hacen varias pruebas cambiando el círculo de prueba. A este método se le llama generalmente el método ordinario de las dovelas.

Figura 3.43. Ataguías aguas arriba y aguas abajo del cauce.

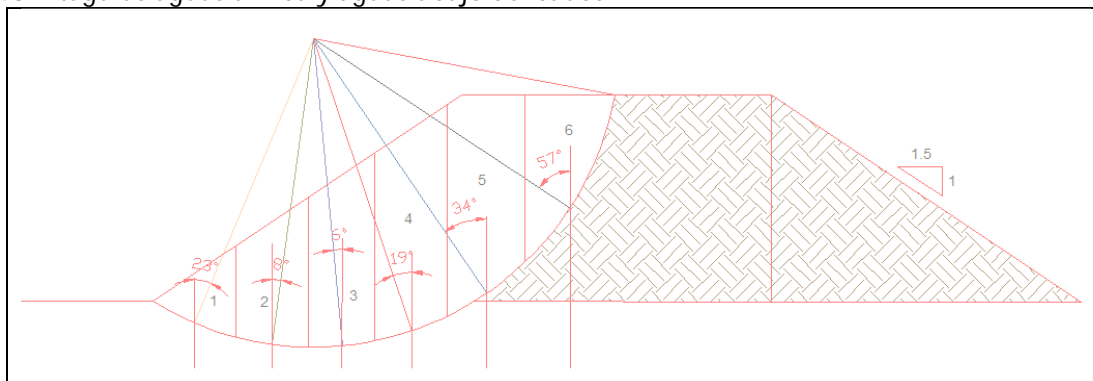
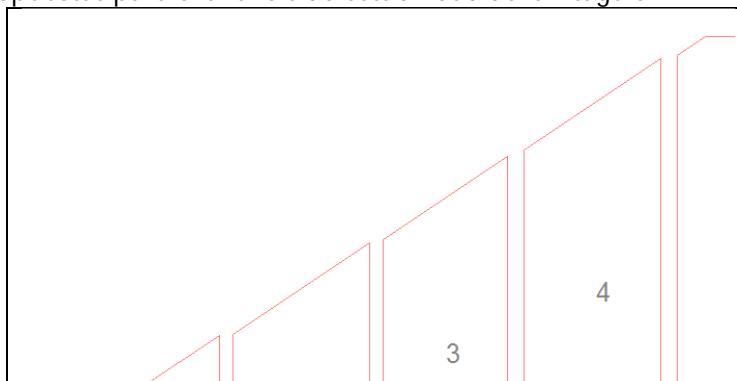


Figura 3.44. Dovelas propuestas para el análisis de estabilidad de la Ataguía.



$$\phi = 25^\circ$$

$$C = 20 \text{ KN/m}^2$$



### 3.22. Análisis de estabilidad de la ataguía por el método de las dovelas.

Dovelas	$\gamma_n$ (KN/m <sup>3</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	W (KN/m)	$\alpha_n$ (grados)	Sen( $\alpha_n$ ) (grados)	Cos( $\alpha_n$ ) (grados)	$\Delta L_n$ (m)	$W_n$ Sen( $\alpha_n$ ) (KN/m)	$W_n$ Cos( $\alpha_n$ ) (KN/m)
1	16	0.355	5.686	-23	-0.391	0.921	0.956	-2.222	5.234
2	16	0.822	13.157	-8	-0.139	0.990	0.722	-1.831	13.029
3	16	1.044	16.710	6	0.105	0.995	0.648	1.747	16.619
4	16	1.362	21.794	19	0.326	0.946	0.790	7.095	20.606
5	16	1.408	22.522	34	0.559	0.829	1.112	12.594	18.671
6	16	0.880	14.078	57	0.839	0.545	3.423	11.807	7.668
$\Sigma =$							7.651	29.190	81.827

$$FSs = \frac{20(7.651) + (6.55)(81.827) \tan(25)}{29.190} = 6.66 > 1.5$$

Se cumple el factor de seguridad para la ataguía, por lo tanto el talud propuesto es estable.

### Análisis de estabilidad por el Método de Bishop para infiltración con flujo establecido.

En 1995 Bishop propuso una solución más refinada para el método ordinario de las dovelas: en este método el efecto de las fuerzas sobre los lados de cada dovela se toma en cuenta en alguna medida. En este método se supone que la presión de poro era igual a cero, sin embargo, para una infiltración de estado permanente a través de taludes como es la situación en este caso, la presión del agua de poro tiene que tomarse en cuenta cuando se usan parámetros de resistencia cortante efectiva.

Para la n-ésima dovela, la presión de poro promedio en el fondo de la dovela es igual a  $u_n = h_n \gamma_w$ . La fuerza total causada por la presión de poro en el fondo de la n-ésima dovela es igual  $u_n \Delta L_n$ . Por lo tanto la ecuación para el método ordinario tomara la forma:

$$FSs = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + (W_n \cos(\alpha_n) - u_n \Delta L_n)) \tan(\phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \text{ sen}(\alpha_n))}$$

$$\Delta L_n = b_n / \cos(\alpha_n)$$

$$\begin{aligned} \phi &= 25^\circ \\ c &= 20 \text{ KN/m}^2 \\ \gamma_w &= 9.81 \text{ KN/m}^3 \end{aligned}$$



### 3.23. Análisis de estabilidad de la ataguía por el método Bishop.

Dovelas	$\gamma_n$ (KN/m <sup>3</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	W (KN/m)	$\alpha_n$ (grados)	Sen( $\alpha_n$ ) (grados)	Cos( $\alpha_n$ ) (grados)	$\Delta L_n$ (m)	$W_n$ Sen( $\alpha_n$ ) (KN/m)	$W_n$ Cos( $\alpha_n$ ) (KN/m)
1	16	0.355	5.686	-23	-0.391	0.921	0.956	-2.222	5.234
2	16	0.822	13.157	-8	-0.139	0.990	0.722	-1.831	13.029
3	16	1.044	16.710	6	0.105	0.995	0.648	1.747	16.619
4	16	1.362	21.794	19	0.326	0.946	0.790	7.095	20.606
5	16	1.408	22.522	34	0.559	0.829	1.112	12.594	18.671
6	16	0.880	14.078	57	0.839	0.545	3.423	11.807	7.668
$\Sigma =$							7.651	29.190	81.827

Fuente: Datos generado para el proyecto.

### 3.24. Análisis de estabilidad de la ataguía por el método Bishop.

Dovelas	$h_1$ (m)	$h_2$ (m)	$h_n$ (m)	$u_n$ (KN/m <sup>2</sup> )	$u_n DL_n$ (KN/m)
1	0.880	0.881	0.881	8.641	8.262312
2	0.881	1.448	1.165	11.424	8.242481
3	1.448	1.814	1.631	15.998	10.36567
4	1.814	2.044	1.929	18.923	14.95759
5	2.044	1.614	1.829	17.941	19.94631
6	1.614	1.864	1.739	17.059	58.38705
$\Sigma =$					120.161

Fuente: Datos generado para el proyecto.

$$FS_s = \frac{(20(7.651) + (6.55 \times 81.817 - 120.161)) \tan(25)}{29.190} = 1.74 > 1.5$$

El análisis realizado, considerando flujo de agua en el talud para la condición de este proyecto, resulta que las dimensiones propuestas para las ataguías son estables y cumple con el factor de seguridad calculado con este criterio.

## V.7 DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA.

### Datos de proyecto.

Capacidad total	105,507.91 m <sup>3</sup>
Capacidad para azolves	10,000.00 m <sup>3</sup>
Capacidad útil	95,507.91 m <sup>3</sup>
Capacidad mínima	m <sup>3</sup>
Elevación plantilla	1115.8 Msnm
Elev. el embalse mínimo	Msnm
Elev. de Azolves	1122.35 Msnm
NAME	1130.53 Msnm
NAMO	1130.00 Msnm
Elevación de la tubería	1120.00 Msnm
Carga Mínima de operación	2.35 M
Carga Máxima de operación	10.00 M





---

---

Gasto normal de la toma	0.004 m <sup>3</sup> /s
Velocidad en la conducción	1.5 m/s

Presentación de esquemas de solución.

Cálculos hidráulicos, geométricos y estructurales definitivos.

Para calcular la resistencia al flujo en la tubería de conducción, la CONAGUA, a través del I.M.T.A. realizó estudios para definir cuál de estas fórmulas simula mejor los fenómenos de escurrimiento; resultando la fórmula de Darcy-Weisbach como la más adecuada para conducciones a presión.

La expresión de la fórmula de Darcy-Weisbach es la siguiente:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (3.2.8)$$

Dónde:

- $h_f$  pérdida de energía por fricción, en m
- $f$  coeficiente de fricción (adimensional)
- $L$  longitud de la tubería, en m
- $D$  diámetro interno de la tubería, en m
- $V$  velocidad media de flujo, en m/s
- $g$  aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>

### **Coefficiente de fricción.**

Para calcular el valor del coeficiente de fricción " $f$ ", se usó la fórmula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon}{3.71 D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right] \quad (3.2.9)$$

Dónde:

- $f$  coeficiente de fricción (adimensional)
- $\varepsilon$  rugosidad absoluta, en mm.
- $D$  diámetro interno de la tubería, en m
- $\text{Re}$  número de Reynolds (adimensional)

y el número de Reynolds se calcula con la expresión:



$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (3.2.10)$$

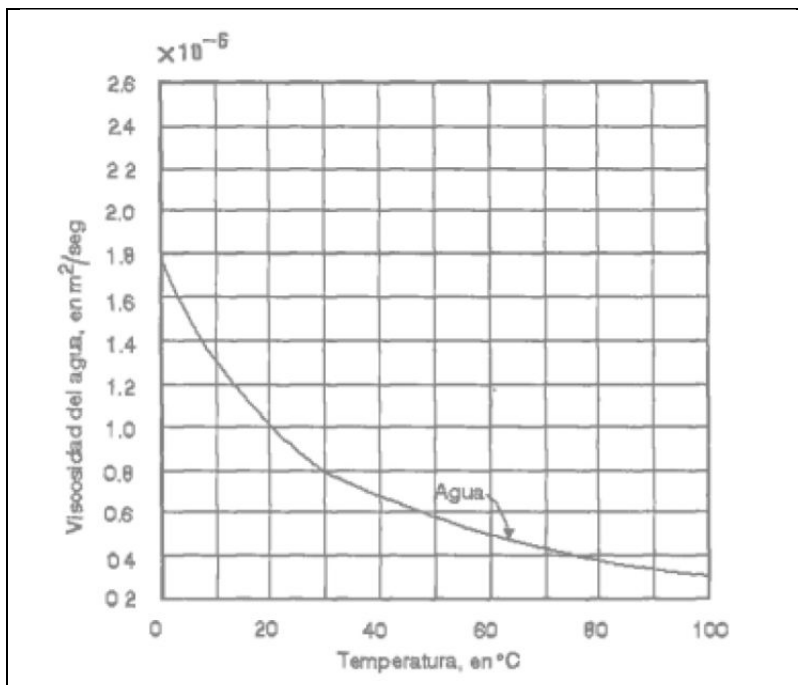
dónde:

- $V$  velocidad media de flujo, en m/s
- $D$  diámetro interno de la tubería, en m
- $\nu$  Viscosidad cinemática del agua, en  $m^2/s$

La viscosidad cinemática " $\nu$ " varia con la temperatura y se determinó con la figura 3.2.15.

Adicionalmente como comprobación se utilizó el grafico que relaciona las expresiones para obtener el coeficiente de fricción  $f$ , conocido como Diagrama Universal de Moody, ver figura 8.

Figura 3.2.15. Variación de la viscosidad cinemática del agua con la temperatura.





En el cálculo de las tuberías trabajando a presión, se utiliza únicamente la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta porque resultan ser muy pequeñas.

Se han obtenido expresiones explícitas ajustadas a los resultados de la ecuación de Colebrook-White para poder aprovechar las ventajas que tiene ésta. Una de estas expresiones y que resulta ser más recomendable y con menos porcentaje de error es la de Swamme y Jain:

$$f = \frac{0.25}{\left( \log \left( \frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.71} + \frac{G}{\text{Re}^H} \right) \right)^2} \quad (3.2.10)$$

dónde:

$$\begin{aligned} G &= 4.555 \text{ y } H = 0.8764 \text{ para } 4000 \text{ Re } 10^5 \\ G &= 6.732 \text{ y } H = 0.9104 \text{ para } 10^5 \text{ Re } 3 \times 10^6 \\ G &= 8.982 \text{ y } H = 0.9300 \text{ para } 3 \times 10^6 \text{ Re } 10^8 \end{aligned}$$

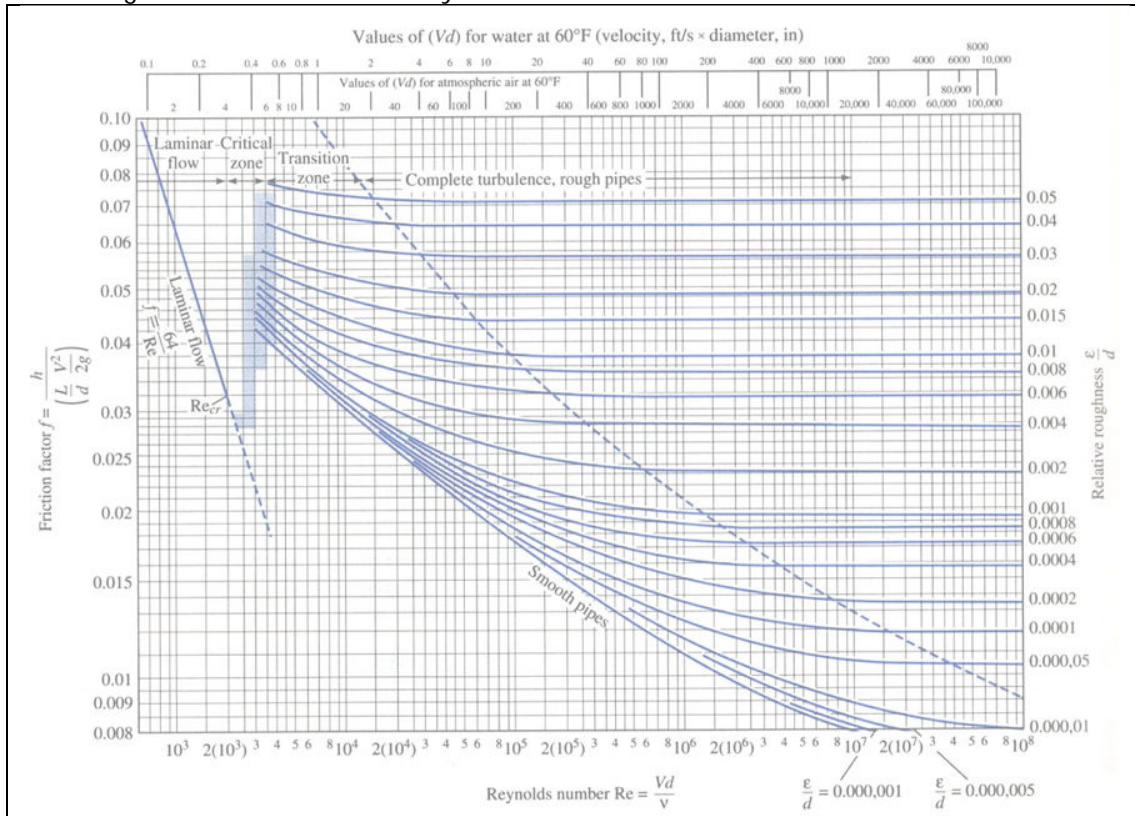
En el cálculo de las tuberías trabajando a presión, se utiliza únicamente la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta porque resultan ser muy pequeñas, aunque en este proyecto para estar dentro de la seguridad en el diseño, las pérdidas secundarias se han considerado como un 15% del valor obtenido de las pérdidas debidas a la fricción calculadas con la ecuación de Darcy-Weisbach, es decir:

$$hl = 0.15h_f \quad (3.2.11)$$

Las tuberías de diámetro pequeño se deterioran más rápidamente que las de diámetro más grande, debido al efecto proporcionalmente mayor de la resistencia de las paredes, ya que el área de la sección queda reducida rápidamente por las incrustaciones.



Figura 3.2.16. Diagrama universal de Moody.



Diseño hidráulico de la tubería trabajando a presión.

Diámetro de la tubería                    0.0762 M  
 Área de la tubería                        0.0046 m<sup>2</sup>  
 Velocidad en la tubería                0.877 m/s  
 Cálculo de pérdidas en accesorios.

Por rejillas  
 $h_R =$     0.10 M  
 Por cambio de dirección  
 después de la rejilla  
 $h_{CDR} =$                                         0.00533 M  
 Válvulas de compuerta    K  
 =     0.15  
      $h_L =$                                         0.012 M  
 Por salida  
 K =    0.5  
      $h_L =$                                         0.020 M  
 Por entrada en la tubería                0.23



$$K=$$
$$h_e = 0.0090 \text{ M}$$

Calculo de pérdidas por fricción en la tubería de acero.

Rugosidad absoluta	
$e =$	0.00005 M
Temperatura del agua T	
$=$	20 °C
Viscosidad cinemática agua	
$\nu =$	1.10E-06 m <sup>2</sup> /s
Reynolds	
Re=	9,738.39
Coefficiente de fricción	
f =	0.0215
Longitud de la tubería	
L=	10 M
	$h_f = 0.111 \text{ M}$
Suma de perdidas	
$\square h_p =$	0.2565 M

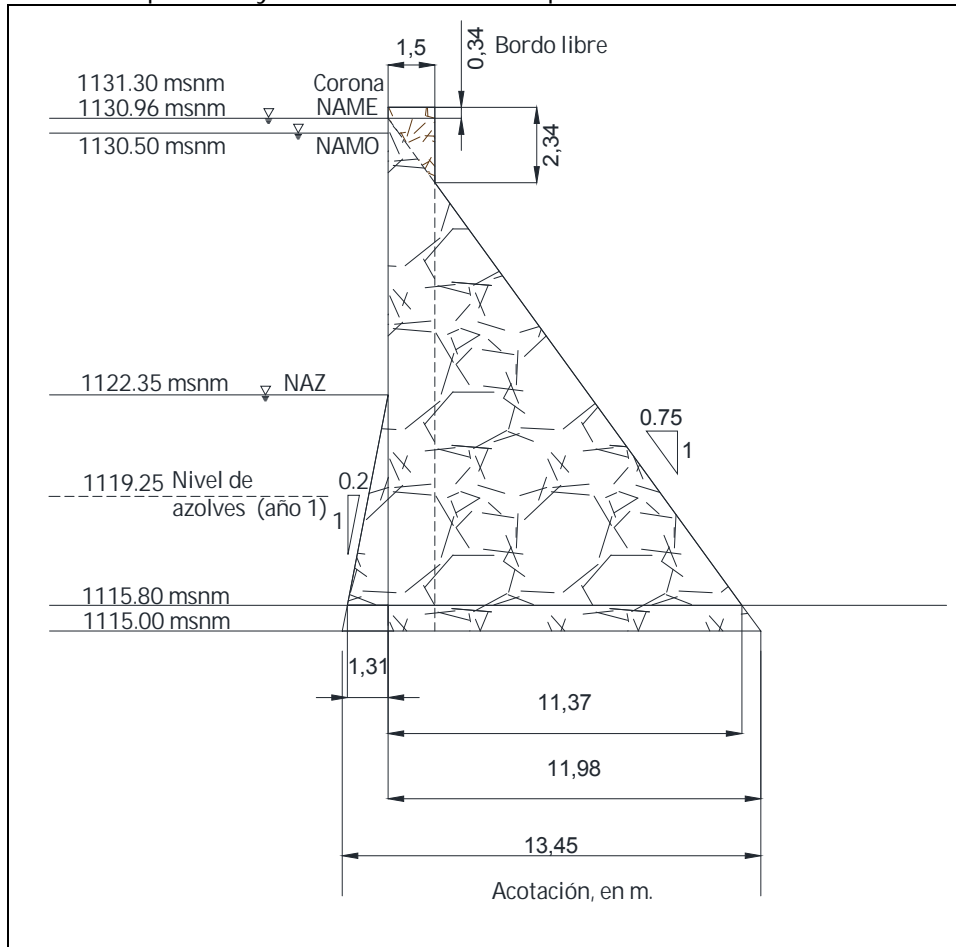
## V.8 DISEÑO DEL DESAGÜE DE FONDO.

Para el diseño del desagüe de fondo, se tomaron en cuenta, en primer lugar el volumen de agua almacenado en la presa, y en segundo lugar los sedimentos que escurren anualmente y que llegaran a almacenarse en el vaso de almacenamiento, dicho volumen de azolves se obtuvo del estudio hidrológico que se realizó antes de iniciar esta parte del proyecto ejecutivo.

Presentación de esquemas de solución.



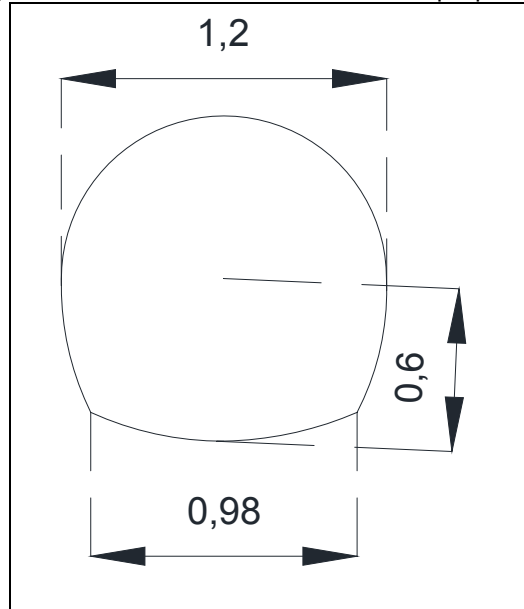
Figura 3.44. Presa de mampostería y nivel de azolves en el primer año.



El desagüe de fondo, se propone una sección portal, sobre la margen derecha del cauce, esta obra se pretende utilizarse como obra de desvío a través de la presa, y con ello ayudar a mitigar los azolves que se acumulan durante todo un año de funcionamiento óptimo de la presa. En la siguiente figura se muestra la sección hidráulica de la obra propuesta.



Figura 3.44. Estructura de desagüe de fondo, sección herradura o tipo portal.



Cálculos geométricos, hidráulicos y estructurales definitivos.

Elementos geométricos de la sección herradura.

$$\frac{Qn}{S_o^{3/2}} = A R h^{2/3} \quad (3.2.xx)$$

$$\theta = \text{Ang} \cos \left( \frac{2y}{D} - 1 \right) \quad (3.2.xx)$$

$$A = \left( 0.82932 - \frac{\theta}{4} + \frac{1}{2} \text{seno} (2\theta) \right) D^2 \quad (3.2.xx)$$

$$P = (03.26703 - \theta) D \quad (3.2.xx)$$

$$T = D \text{sen} (\theta) \quad (3.2.xx)$$



La sección portal presenta las siguientes características:

$$D = 1.20 \text{ m}$$

$$y = 1.20 \text{ m}$$

$$n = 0.014$$

$$S = 0.046$$

Sustituyendo los datos en las expresiones y el resultado obtenido se sustituye en la ecuación de Manning y se obtiene el gasto de agua que pasa por la sección portal.

$$\theta = 0$$

$$A = 1.1942 \text{ m}^2$$

$$P = 3.9204 \text{ m}$$

$$Q = 8.2826 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = 6.93 \text{ m/s}$$

Si consideramos que la presa se encuentra al NAMO y se abre la compuerta para desalojar los azolves que se quedan en la cortina, se tiene:

$$V = 16.5 \text{ m/s}$$

Dicha velocidad ayuda a que los azolves puedan salir del vaso sin problemas.

Con los datos del gasto, se obtiene el tirante crítico en la sección hidráulica.

$$y_c = 1.11 \text{ m}$$

## V.9 DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

La obra de excedencia en un aprovechamiento superficial es la estructura que permite descargar los volúmenes de agua que exceden a la capacidad útil o de control en un almacenamiento, para ser conducidos fuera del vaso y llevados aguas abajo nuevamente al río, evitando el daño a otras estructuras y con el máximo de seguridad. Estas funciones se realizan normalmente utilizando vertedores y sólo en casos especiales de obras pequeñas. Por esta razón, las obras de excedencia son a menudo vertedores de excedencia.

La obra de excedencia se utiliza para descargar la llamada avenida de diseño, cuyas características se obtienen de los estudios hidrológicos en el río y del tránsito de avenidas a través del vaso almacenador. Dichos estudios permiten conocer la carga y gasto máximo, así como las políticas de operación con que debe manejarse la obra de excedencia.





---

---

## Estructuras componentes

La obra de excedencia en general se compone de diferentes elementos que son: el canal de acceso o de llamada, la estructura de control, el conducto de descarga, la estructura terminal y el canal de desfogue o de salida.

- a) Canal de acceso. Conduce el agua desde el almacenamiento hasta la estructura de control, de manera que llegue en dirección perpendicular a la cresta en toda su longitud y libre de turbulencias a fin de lograr el coeficiente de descarga máximo y el mínimo de problemas en el vertido.
- b) Estructura de Control. Regula las descargas del almacenamiento, la regulación puede efectuarse mediante una sección de control constituida por un simple umbral, o un cimacio. En cualquier caso, es muy importante lograr la mayor eficiencia de la estructura de control, con un coeficiente de descarga lo más grande posible para la descarga máxima y evitar el despegue de la lámina vertiente.
- c) Conducto de Descarga. Permite conducir los volúmenes que han pasado por la estructura de control, hasta el río aguas abajo de la presa.
- d) Estructura terminal. Se ubica al final del conducto de descarga y permite la restitución de las descargas del vertedor al río, disipando la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso desde el embalse hasta el río aguas abajo, o bien lanzar el agua directamente al río para lograr la disipación, aunque ésta realmente ocurra fuera de la estructura terminal. En este caso se propone emplear una cubeta disipadora, que puede ser de lanzamiento, pero en cualquier caso el objetivo es alcanzar una disipación eficaz de la energía y eliminar la erosión en la zona de restitución.
- e) Canal de salida. Continúa después de la estructura terminal y permite que el agua llegue al cauce del río sin producir remansos hacia aguas arriba que afecte el funcionamiento de la propia estructura terminal o de otras estructuras que también descarguen al río.

Presentación de esquemas de solución.

En este apartado se propone el diseño de dos tipos de alternativas para la obra de excedencias, en la primera se propone la construcción de la cortina con su cimacio vertedor y como estructura disipadora de energía una estructura terminal que será una cubeta de lanzamiento.

La segunda alternativa es: la construcción de la cortina con su cimacio vertedor, un tanque amortiguador como disipador de energía y un canal de entrega del agua al cauce, dicho canal se revestirá de concreto y con dimensiones similares al del vertedor de excedencias, por lo que este puede encarecer los costos de construcción.



---

---

Cálculos hidráulicos, geométricos y estructurales definitivos.

### **Cimacio Vertedor.**

Los vertedores de cimacio consisten de una cresta de control de pared gruesa, cuyo perfil tiene aproximadamente la forma de la superficie inferior de una lámina ventilada que vierte libremente sobre la cresta; esto permite alcanzar un mejor coeficiente de descarga y mantener la estabilidad estructural a través del peso del concreto o mampostería utilizado en el cuerpo de la obra. El perfil puede abandonar dicha forma, una vez que se garantiza poco cambio en el coeficiente de descarga. Normalmente continúa con una rápida tangente, de gran pendiente y relativamente corta, que remata en otra superficie de curvatura contraria a la de la cresta y termina en tangente a la plantilla de una cubeta de lanzamiento.

El cimacio descrito constituye una "sección de control" cuya descarga es libre, en este no se utilizan elementos adicionales para regular las descargas, y el vertido se produce libremente sobre la cresta, permitiendo que su forma en planta pueda ser recta o curva.

La lámina vertiente sobre el cimacio en su libre caída, se acelera y produce un flujo rápidamente variado por los cambios tan bruscos y frecuentes en la curvatura de las líneas de corriente y junto con el salto hidráulico.

El caudal que vierte sobre un cimacio y la carga sobre la cresta son, en general, variables, según la magnitud de los excedentes que se desea desalojar del almacenamiento. Sin embargo, es evidente que el perfil del cimacio puede adaptarse de manera óptima a la lámina vertiente que corresponde a un solo caudal o carga, y funciona con menor o mayor eficiencia en otras condiciones de operación. Es motivo de análisis establecer qué caudal o condición de descarga debe elegirse como la "condición del diseño", del perfil del cimacio.

Con frecuencia dicha condición se elige de manera que corresponda a la de gasto o carga máxima que se espera descargue el vertedor; en otros casos puede ser una intermedia, pero en la elección final debe tratar de lograrse el mejor funcionamiento de la obra para cualquier condición de operación.

El diseño del perfil del cimacio implica elegir una carga de diseño,  $H_0$  un gasto de diseño  $Q_0$  (estos datos se obtienen del tránsito de avenidas), de los que dependen la forma y dimensiones de dicho perfil.

Cuadro 3.2.10. Datos de diseño obtenidos del tránsito de avenidas realizado en el estudio hidrológico.

Le=	30.00 m
$H_0$ =	0.46 m
$Q_0$ =	18.53 m <sup>3</sup> /s



---

---

## Coeficiente de descarga.

El coeficiente  $C$  de la ecuación depende principalmente de la carga  $H$  con que opera el vertedor en un momento dado, de la carga  $H_0$  elegida para diseñar el perfil del cimacio, de la profundidad, del canal de acceso, del talud de la cara aguas arriba y del grado de ahogamiento de la descarga. La interrelación de  $C$  con todos estos elementos ha sido obtenida únicamente de manera experimental y la que se presenta a continuación corresponde al U.S. Bureau of Reclamation.

La Fig. 3.2.20 muestra la gráfica principal que relaciona el valor de  $C$ , que en este caso adquiere el valor  $C$ , con el de  $P/H_d$  (profundidad del canal de acceso entre carga de diseño) para el caso en que la carga de operación sea igual a la de diseño ( $H/H_d = 1$ ) y que el paramento aguas arriba del cimacio sea vertical. Aquí se observa que cuando  $P = 0$ ,  $C_0 = 1.705$ , que corresponde a un vertedor de cresta ancha y que cuando  $P$  crece,  $C_0$  también, hasta un máximo de 2.181, a partir del cual se mantiene constante.

Cuando la carga de operación es distinta de la de diseño y se mantiene vertical la cara aguas arriba, el coeficiente de descarga varía con la relación  $H/H_d$ , como lo muestra la Fig. 3.2.21, en la que  $C_0$  es el coeficiente obtenido de la Fig. 3.2.20. Es interesante observar que el coeficiente  $C$  es mayor que  $C_0$  cuando la carga de operación es mayor que la de diseño. Esto implica que es conveniente elegir una carga de diseño que sea menor que la máxima con que opere el cimacio, a fin de lograr mejores condiciones de operación cuando la última se presente; esto tiene la limitación de presión negativa máxima tolerable sobre la espalda del cimacio.

La elevación relativa del piso y superficie libre, aguas abajo del cimacio tienen también efectos importantes sobre las condiciones en que se produce el vertido; van desde la permanencia del flujo supercrítico sin ningún efecto hasta la formación de salto hidráulico, ahogamiento de la descarga y grandes reducciones del coeficiente  $C$ .



Figura 3.2.20. Coeficiente de descarga en cimacios de paramento vertical aguas arriba, vertiendo con la carga de diseño.

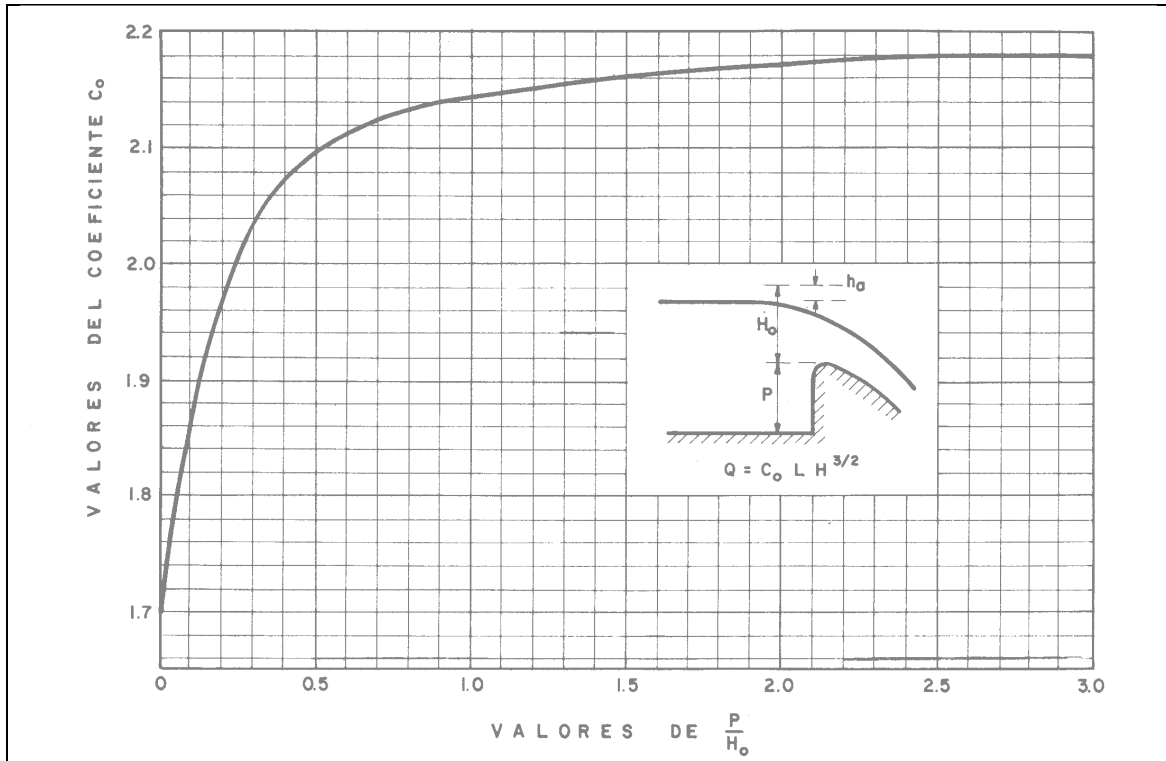
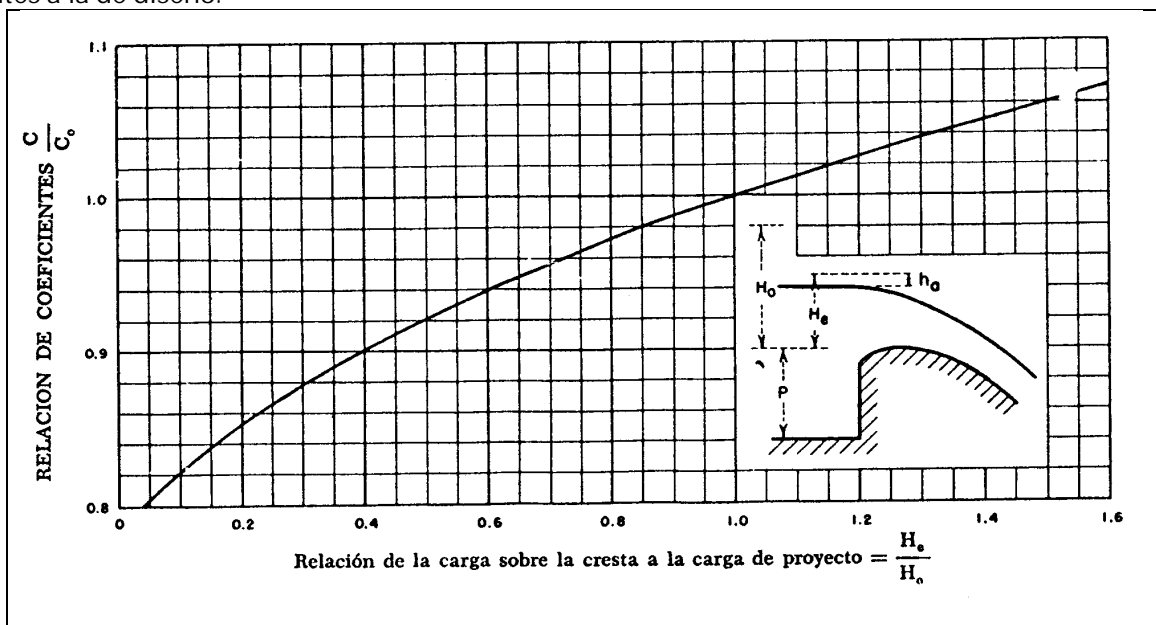


Figura 3.2.21. Coeficiente de descarga en cimacios de paramento vertical, aguas arriba vertiendo con cargas diferentes a la de diseño.





Cuadro 3.2.11. Datos obtenidos del diseño de la cortina.

$P =$	15
$H_0 =$	0.46
$P/H_0 =$	$32.61 > 1$ , La carga de velocidad es despreciable
$H_a / H_0 =$	1
$C =$	$2.181 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ Figura 3.1 y 3.2

$$Q = (2.181) (30) (0.46)^{3/2} = 20.41 \text{ m}^3/\text{s} + Q_{\text{obra toma}} (\text{Riego+AP}) \quad (3.2.12)$$

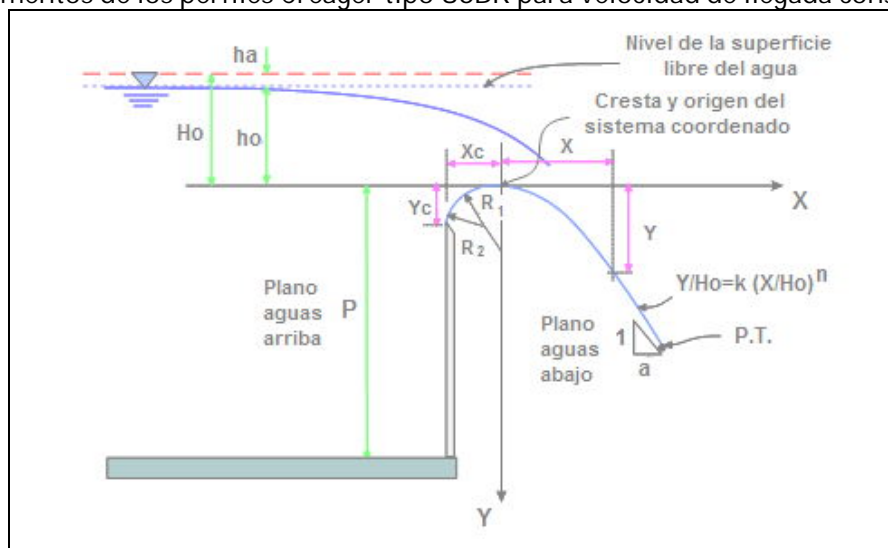
### Diseño Perfil del cimacio.

Creager fue uno de los primeros que estudiaron la forma del perfil de un cimacio y al que obtuvo, por muchos años, se le conoció como "perfil Creager. Posteriormente, muchos investigadores y dependencias estudiaron el perfil para diferentes condiciones geométricas y de operación. Para cualquier talud de la cara aguas arriba del cimacio y cualquier profundidad del canal de acceso, el perfil en la zona del cuadrante aguas abajo tiene la ecuación general:

$$\frac{y}{H_0} = K \left( \frac{x}{H_0} \right)^n \quad \dots\dots\dots (1)$$

Donde x, y son coordenadas de un sistema cartesiano.  $H_0$  carga de diseño elegida n y k son coeficientes experimentales que dependen del talud del paramento aguas arriba y de la profundidad del canal de acceso.

Figura 3.2.22. Elementos de los perfiles Creager tipo USBR para velocidad de llegada considerable.



El USBR recomienda los valores de n y k en función de la relación carga de velocidad de llegada entre la carga de diseño ( $h_a/H_d$ ) y talud del paramento aguas arriba del cimacio. En el caso de cimacios altos, la carga de velocidad de llegada es despreciable y  $h_a/H_d = 0$ .



El USBR considera que el perfil en la zona del cuadrante aguas arriba se puede asimilar a dos arcos de círculo tangentes, cuyos radios y restante geometría se pueden obtener de la figura 3.2.22.

En el caso de cimacios altos ( $P/H > 1$  y velocidad de llegada despreciable), la carga de diseño  $H_o$  se confunde con la carga sobre la cresta  $h_o$ . En el caso de velocidad de llegada apreciable (cimacios bajos o  $P/H < 1$ ) se recomienda inclinar el paramento aguas arriba del cimacio hasta  $45^\circ$  a fin de reducir problemas de estabilidad estructural.

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos de Norteamérica utiliza perfiles de cimacio un poco distintos que los del tipo U.S.B.R. Dichos perfiles se conocen como tipo WES y la figura 3.2.23. Muestra su geometría para el caso de que  $P/H_o > 1$  y diferentes inclinaciones del paramento aguas arriba.

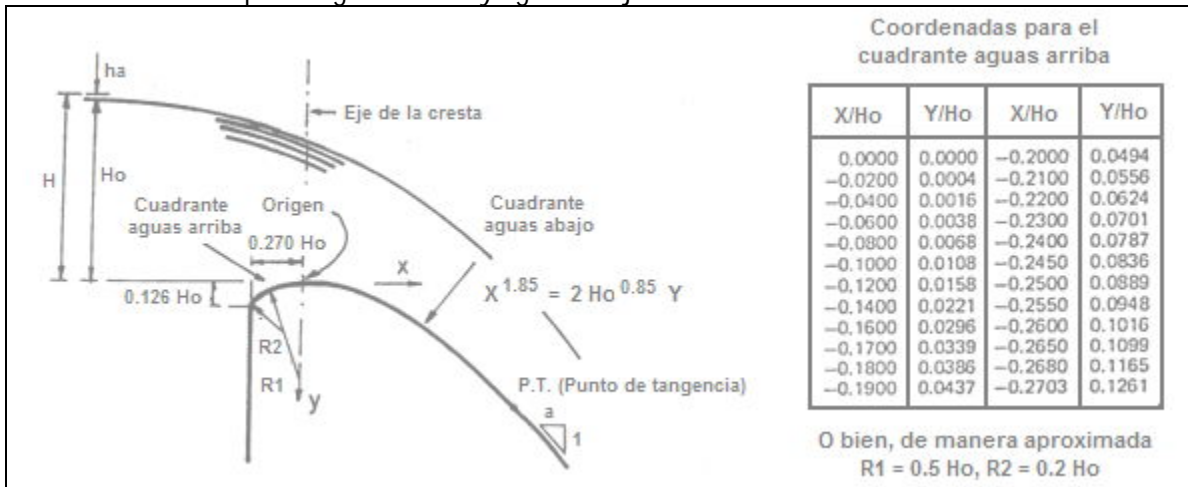
Los perfiles WES aparentemente desarrollan una mejor distribución de presiones que los U.S.B.R. para las inclinaciones del paramento aguas arriba que se indican. Cuando dicha inclinación es de  $45^\circ$  y  $P/H_o > 1$ , el perfil WES coincide con el tipo USBR (para  $h_a/H_o = 0$ ), inclusive hasta para valores de  $P/H_o < 1$ .

Por razones de estabilidad estructural o de tipo geométrico, puede ser necesario abandonar la forma del perfil en la zona del cuadrante aguas abajo y continuarlo con una recta tangente al perfil e inclinación de talud  $a$ : 1. El punto de tangencia PT entre el perfil y la recta, se determina igualando la derivada de la ecuación 1 con la tangente  $(1/a)$  del ángulo de inclinación de la recta y la horizontal.

En este proyecto la relación  $P/H_o > 1$ , la carga de velocidad es despreciable y por lo tanto el criterio a emplear para el diseño del perfil aguas abajo y aguas arriba del cimacio vertedor será del tipo WES.



Figura 3.2.23. Diseño del perfil aguas arriba y aguas abajo del cimacio.



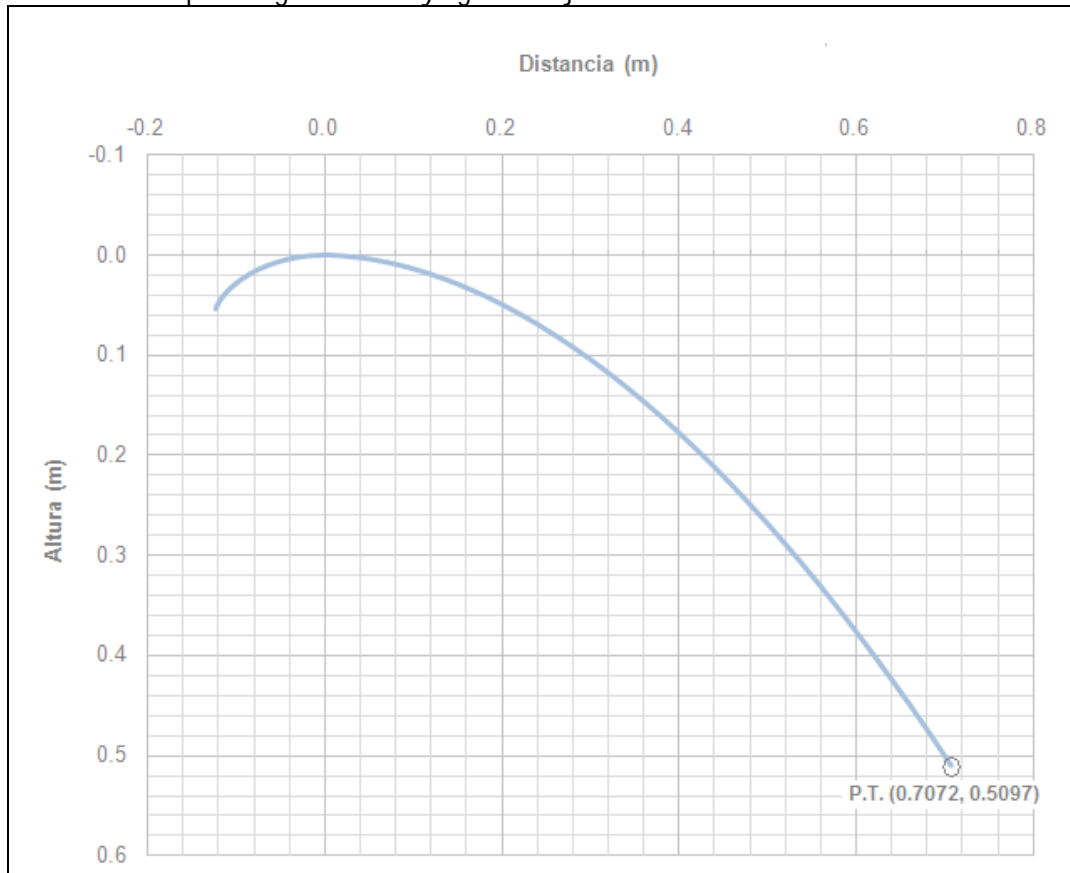
Cuadro 3.2.12. Datos para construir el perfil del cimacio vertedor.

Perfil aguas arriba		Perfil aguas abajo			
X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0.1243	0.0580	0.00000	0.00000	0.46000	0.23000
-0.1233	0.0536	0.01000	0.00019	0.48000	0.24884
-0.1219	0.0506	0.03000	0.00147	0.50000	0.26836
-0.1196	0.0467	0.05000	0.00379	0.52000	0.28856
-0.1173	0.0436	0.07000	0.00706	0.54000	0.30942
-0.1150	0.0409	0.09000	0.01125	0.56000	0.33096
-0.1127	0.0385	0.11000	0.01630	0.58000	0.35316
-0.1104	0.0362	0.13000	0.02220	0.60000	0.37602
-0.1058	0.0322	0.15000	0.02893	0.62000	0.39953
-0.1012	0.0287	0.18000	0.04054	0.64000	0.42370
-0.0966	0.0256	0.20000	0.04926	0.66000	0.44852
-0.0920	0.0227	0.22000	0.05876	0.68000	0.47399
-0.0874	0.0201	0.24000	0.06903	0.70000	0.50010
-0.0828	0.0178	0.26000	0.08004	<b>0.70720</b>	<b>0.50970</b>
-0.0782	0.0156	0.28000	0.09181		
-0.0736	0.0136	0.30000	0.10430		
-0.0644	0.0102	0.32000	0.11753		
-0.0552	0.0073	0.34000	0.13148		
-0.0460	0.0050	0.36000	0.14615		
-0.0368	0.0031	0.38000	0.16152		
-0.0276	0.0017	0.40000	0.17760		
-0.0184	0.0007	0.42000	0.19437		
-0.0092	0.0002	0.44000	0.21184		

Fuente: Datos generados para el proyecto, referencia xx



Figura 3.2.24. Diseño del perfil aguas arriba y aguas abajo del cimacio.



### Perfil de la superficie libre del agua sobre el cimacio.

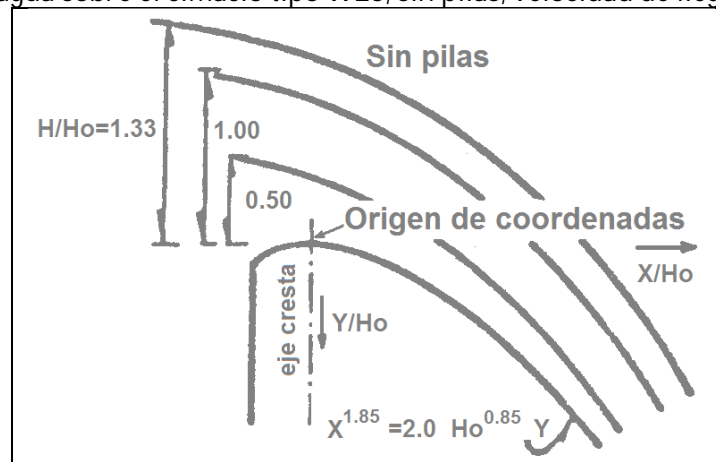
Debido a la gran curvatura que tienen las líneas de corriente sobre el cimacio, no es confiable la aplicación de la ecuación de energía en esta zona. La determinación del perfil del agua se basa entonces en experiencias de laboratorio.

La figuras 3.2.25. Se muestran el perfil de la superficie del agua, en un claro cualquiera y sin pilas intermedias, para diferentes cargas sobre el vertedor. En estas figuras H y Ho no incluyen la carga de velocidad de llegada.





Figura 3.2.25. Perfil del agua sobre el cimacio tipo WES, sin pilas, velocidad de llegada despreciable.



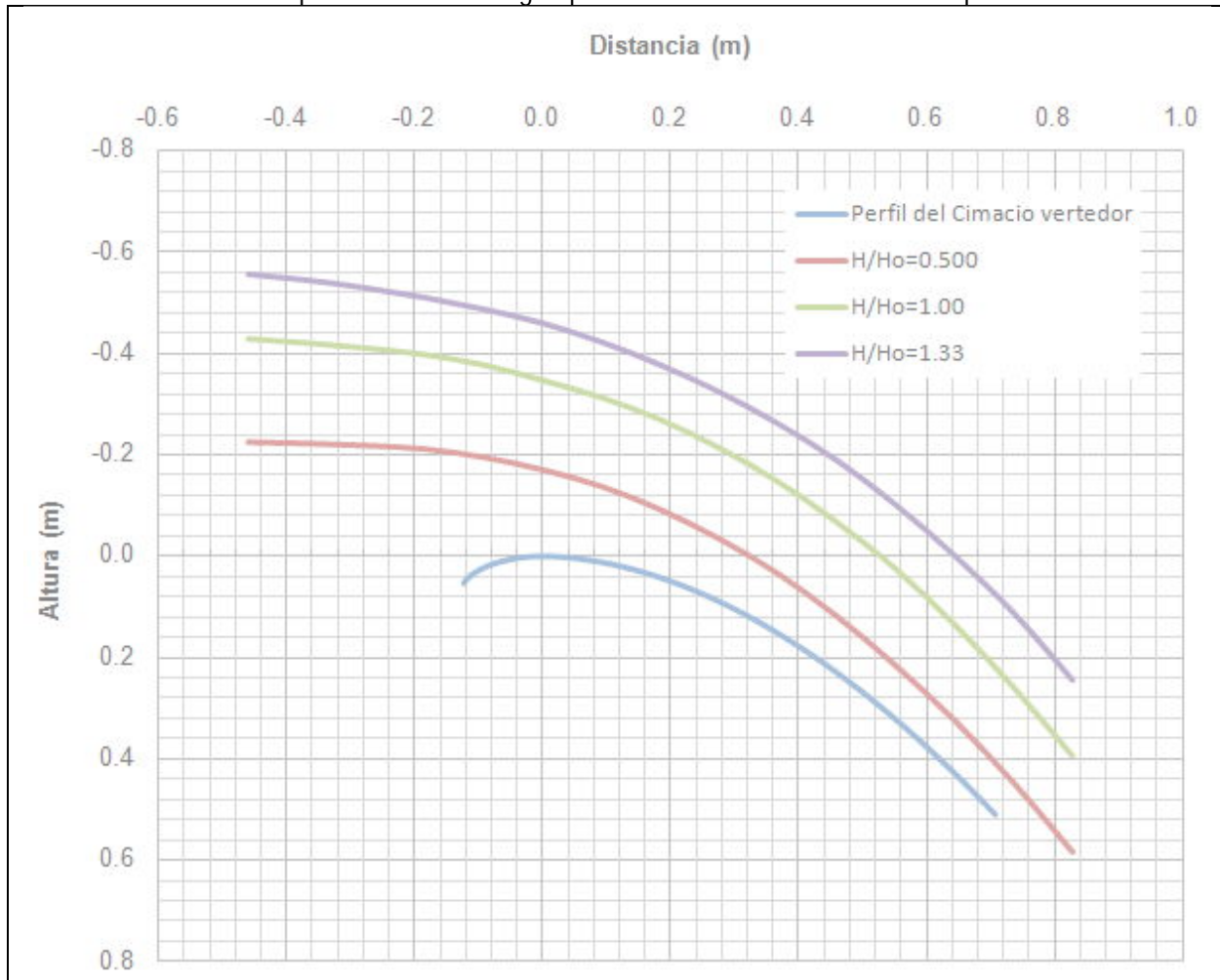
Cuadro 3.2.13. Coordenadas del perfil del agua sobre el cimacio tipo WES.

H/Ho=0.50		H/Ho=1.00		H/Ho=1.33	
X/Ho	Y/Ho	X/Ho	Y/Ho	X/Ho	Y/Ho
-1.0	-0.490	-1.0	-0.933	-1.0	-1.210
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.110
0.2	-0.425	0.2	-0.821	0.2	-1.060
0.0	-0.371	0.0	-0.755	0.0	-1.000
0.2	-0.300	0.2	-0.681	0.2	-0.919
0.4	-0.200	0.4	-0.586	0.4	-0.821
0.6	-0.075	0.6	-0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.320	0.8	-0.569
1.0	0.258	1.0	-0.145	1.0	-0.411
1.2	0.470	1.2	0.055	1.2	-0.220
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531

Fuente: Datos generados para el proyecto, referencia xx.



Figura 3.2.26. Perfil de la superficie libre del agua para diferentes condiciones de operación.

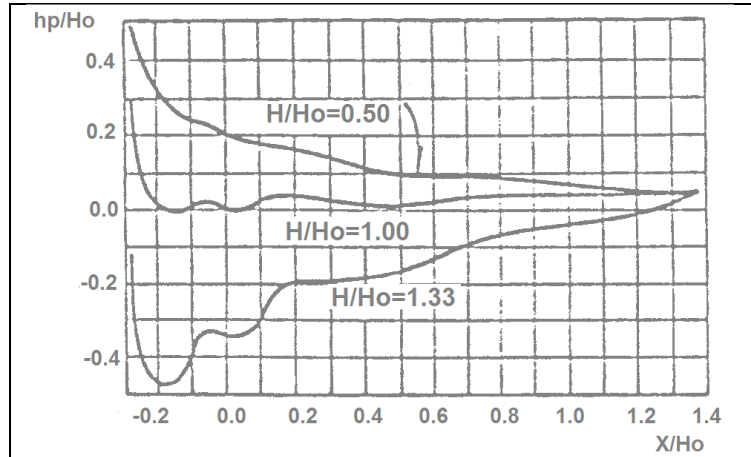


### Presiones sobre el cimacio.

En teoría, no se deberían desarrollar presiones sobre un cimacio operando con la carga seleccionada para el diseño de su perfil. Sin embargo, en la práctica, se desarrollan pequeñas presiones aún para esa condición de operación, que aumentan cuando el cimacio funciona con cargas menores que la de diseño y disminuyen hasta valores negativos cuando lo hace con cargas mayores, figura 3.13.



Figura 3.2.27. Distribución de presiones sobre el cimacio tipo WES, con velocidad de llegada despreciable y paramento aguas arriba vertical.



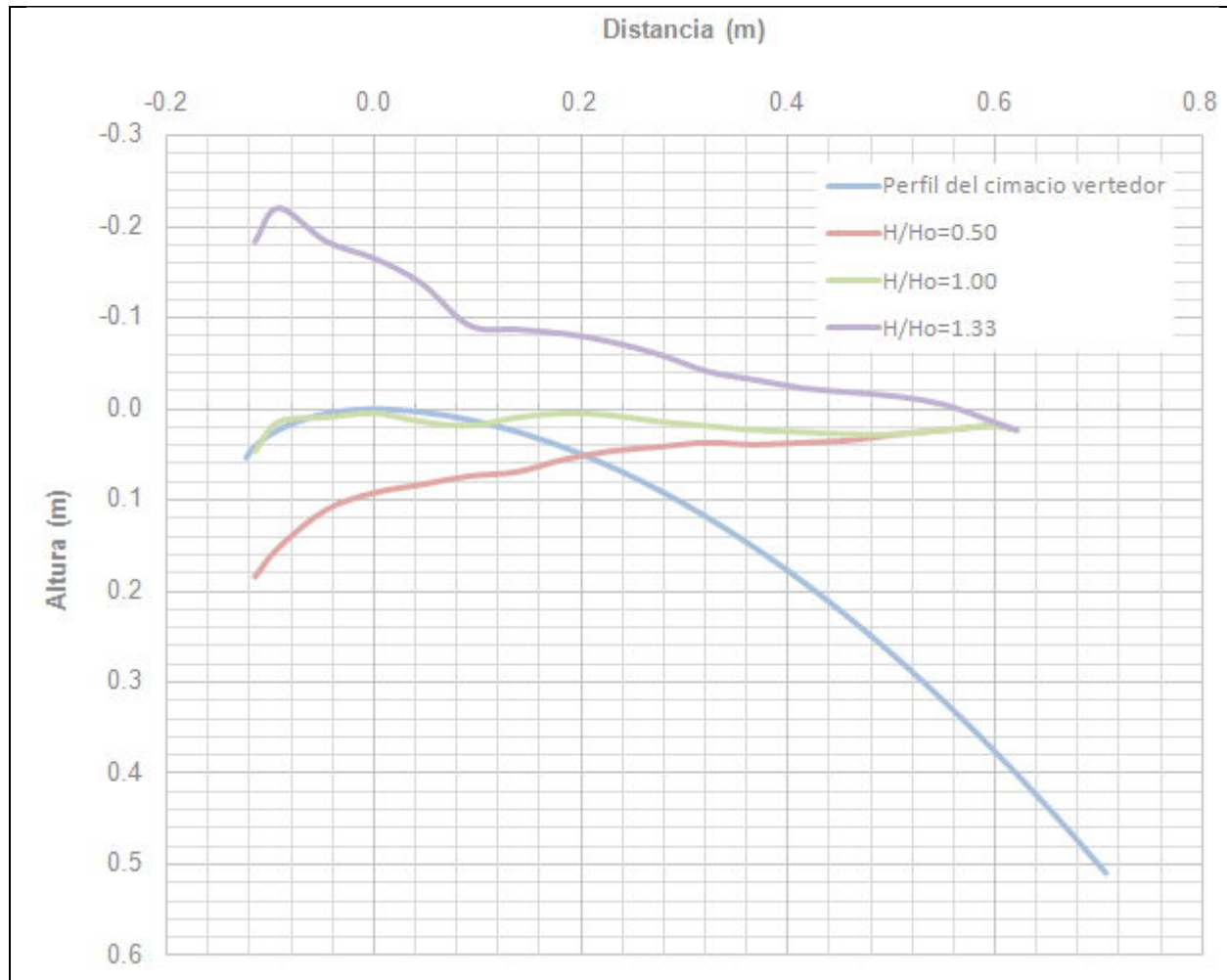
Cuadro 3.2.14. Presiones sobre el cimacio para diferentes condiciones de operación.

X	hp <sub>0.50</sub>	hp <sub>1.00</sub>	hp <sub>1.33</sub>
-0.115	0.184	0.046	-0.184
-0.092	0.152	0.014	-0.221
-0.046	0.110	0.009	-0.184
0.000	0.092	0.005	-0.166
0.046	0.083	0.014	-0.138
0.092	0.074	0.018	-0.092
0.138	0.069	0.009	-0.087
0.184	0.055	0.005	-0.083
0.230	0.046	0.007	-0.074
0.276	0.041	0.014	-0.060
0.322	0.037	0.018	-0.041
0.368	0.039	0.023	-0.032
0.414	0.037	0.025	-0.023
0.460	0.035	0.028	-0.018
0.506	0.028	0.028	-0.014
0.552	0.023	0.023	-0.005
0.598	0.018	0.018	0.014
0.621	0.023	0.023	0.023

Fuente. Datos generados para el proyecto, referencia xx.



Figura 3.2.28. Distribución de presiones sobre el cimacio tipo WES, para diferentes condiciones de operación.



### Estructuras disipadoras de energía.

#### Cubeta dentada tipo USBR (alternativa de solución 1).

Este criterio de diseño está encaminado a seleccionar el radio mínimo de la cubeta. Se recomienda que la elevación del labio respecto al fondo sea  $0.2R$  y el ángulo de salida de  $16^\circ$ . No es conveniente una elevación menor del labio respecto al fondo porque se propicia la inclusión de pedruscos en la cubeta que termina por dañarla.

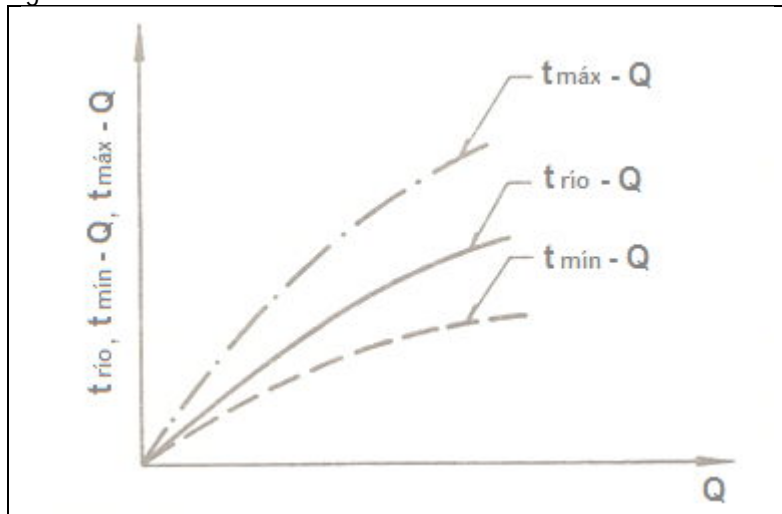


## Procedimiento de diseño.

En un perfil longitudinal de proyecto del eje del vertedor, determinar el punto que tenga la misma elevación que corresponda a la elevación de la superficie del agua en el río, para cuando se descargue el gasto máximo de proyecto del vertedor. Para una sección que pase por el punto señalado, determinar el número de Froude, con base en la velocidad y la longitud  $D_1$  señalada en la figura 3.16. Con la gráfica "a" de la misma figura determinar el valor del radio mínimo,  $R_{\min}$ .

Para una serie de valores de  $Q$ ; que van desde gastos pequeños hasta el gasto máximo  $Q_{\max}$ , se determinara para el mismo punto señalado los valores correspondientes de  $V_1$ ,  $D_1$ ,  $Fr_1$ . Con el nomograma "b" y para el valor de  $R_{\min}$  obtenido con anterioridad, se obtiene para cada gasto  $Q$  de los escogidos un  $t_{\min}$ , que será el tirante teórico mínimo que puede haber en el río para que la cubeta trabaje en buenas condiciones. Con el nomograma "c" también para el valor del radio mínimo encontrado anteriormente se determinara para cada gasto de los escogidos un  $t_{\max}$  que corresponderá a un tirante teórico máximo que puede haber en el río para que la cubeta trabaje en buenas condiciones. Conviene construir tres graficas superpuestas en un mismo sistema de ejes que tendrá la forma que se presenta en la figura 3.15.

Figura 3.2.29. Curva de gastos vs tirantes en el cauce.



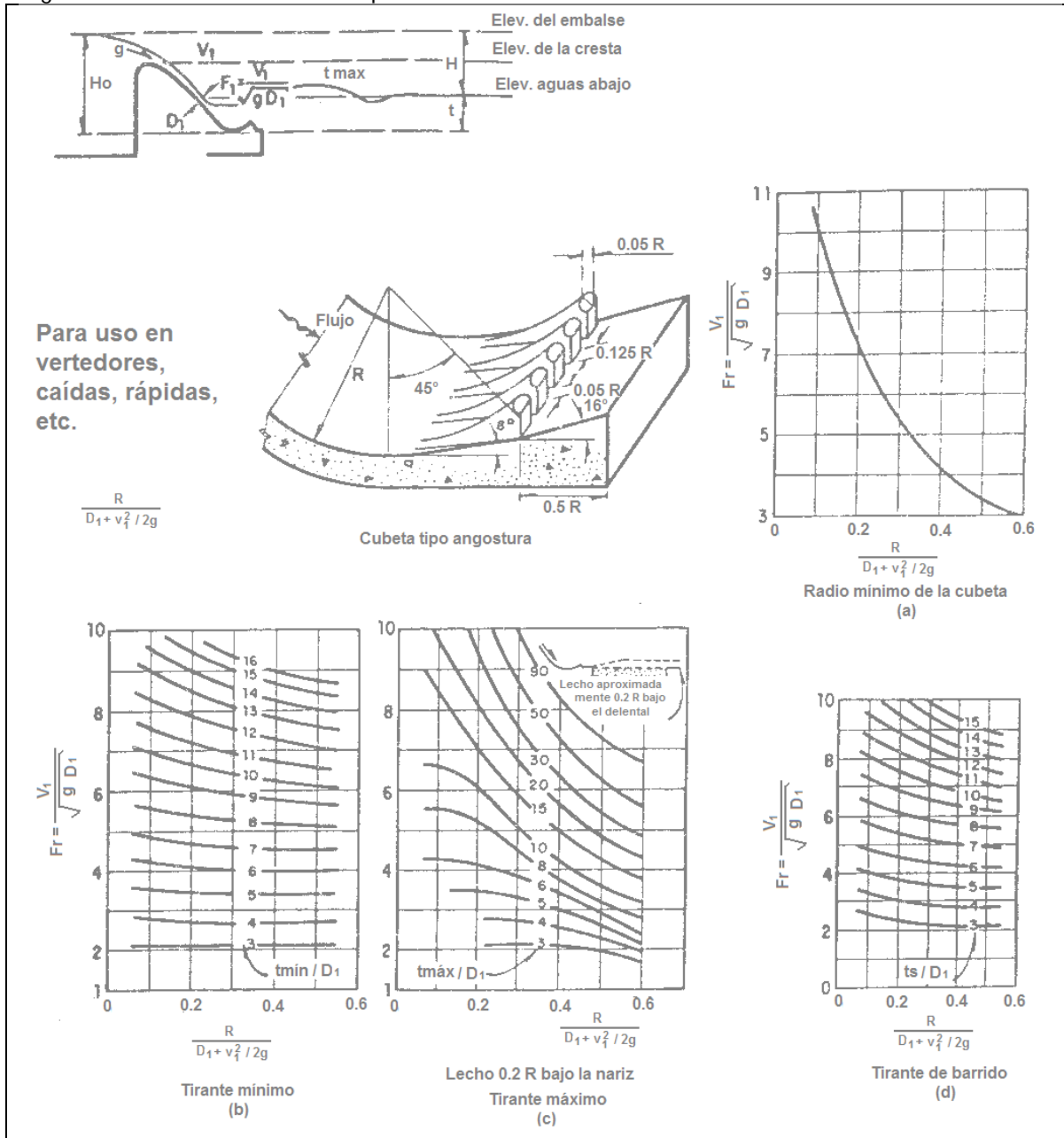
Si la curva  $t_{\text{río}}-Q$  queda en medio de  $t_{\text{máx}}-Q$  y  $t_{\text{mín}}-Q$ , esto quiere decir que es conveniente el empleo de este tipo de cubeta, por lo que se procedió a dimensionarla, de acuerdo con las normas de la figura 3.2.30. del USBR y que se apoya de los nomogramas correspondientes.

Si la curva  $t_{\text{río}}-Q$  queda por arriba de la curva  $t_{\text{máx}}-Q$  deberá elevarse la cubeta y diseñarla como de lanzamiento.



Si la curva  $t_{río}-Q$  queda por debajo de  $t_{mín}-Q$ , o cuando hay cruce de las curvas conviene optar por una cubeta de lanzamiento ya que la experimentación del USBR contempla solamente la posibilidad de que la curva  $t_{río}-Q$  queda en medio de las otras dos.

Figura 3.2.30. Cubeta dentada tipo U.S.B.R.





Las ecuaciones empleadas en los cálculos correspondientes en las tablas 3.6 y 3.7 son las siguientes:

$$\frac{Qn}{S_o^{1/2}} = A R h^{2/3} \quad \text{Ecuación de Manning} \quad (3.2.13)$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{Ecuación de condición crítica} \quad (3.2.14)$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}} \quad \text{Número de Froude} \quad (3.2.15)$$

$$A = by + ky^2 \quad \text{Área hidráulica} \quad (3.2.16)$$

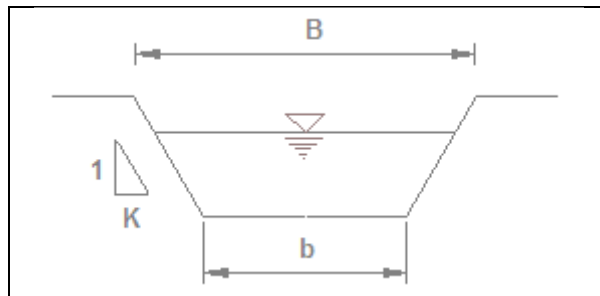
$$P = b + 2y\sqrt{k^2 + 1} \quad \text{Perímetro mojado} \quad (3.2.17)$$

$$Y = \frac{A^2}{B} \quad \text{Tirante hidráulico medio} \quad (3.2.18)$$

$$B = b + 2ky \quad \text{Ancho de la superficie libre de agua} \quad (3.2.19)$$

$$Rh = \frac{A}{P} \quad \text{Radio hidráulico} \quad (3.2.20)$$

Figura 3.2.31. Sección hidráulica del cauce.



Los datos empleados para el diseño de la cubeta tipo USBR son los siguientes:

- n = 0.014 Coeficiente de rugosidad en el vertedor de descarga, en  $s/m^{1/3}$ .
- s = 0.75 Inclinación de la presa aguas abajo (vertedor de descarga)
- b = 30 Ancho de cresta del vertedor, en m.
- Q Gasto de descarga en el vertedor, en  $m^3/s$ .
- $y_n = D_1$  Tirante normal de agua en el vertedor, en m.
- V Velocidad de descarga en el vertedor, en m/s.
- $Fr_1$  Número de Froude en el vertedor.

De la ecuación (3.2.13) se obtiene el tirante normal:



$$\frac{(18.44)(0.014)}{(0.75)_o^{\frac{1}{2}}} = (30y) \left( \frac{30y}{30+2y} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow y_n = 0.063 \text{ m}$$

De la ecuación (3.2.15) se calcula el número de Froude:

$$Fr = \frac{(18.44)}{(30 \times 0.063) \sqrt{g(0.063)}} = 12.42$$

De la figura 2.a y el número de Froude se obtiene el radio mínimo de la cubeta:

$$0.095 = \frac{R_{min}}{0.063 + 4.8559} \Rightarrow R_{min} = 0.46 \text{ m}$$

Cuadro 3.2.15. Cálculo del tirante y número de Froude en el vertedor.

Q (m <sup>3</sup> /s)	Q n / s <sup>1/2</sup> (m <sup>3</sup> /s) (s/m <sup>1/2</sup> )	y <sub>n</sub> =D <sub>1</sub> (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /(2g) (m)	Fr <sub>1</sub>
1.00	0.0162	0.011	3.0391	0.4707	9.26
2.00	0.0323	0.017	4.0147	0.8215	9.95
3.00	0.0485	0.021	4.7247	1.1377	10.37
4.00	0.0647	0.025	5.2913	1.4270	10.64
5.00	0.0808	0.029	5.7751	1.6999	10.85
6.00	0.0970	0.032	6.2166	1.9698	11.07
7.00	0.1132	0.035	6.6039	2.2228	11.22
8.00	0.1293	0.038	6.9943	2.4934	11.44
9.00	0.1455	0.041	7.3310	2.7392	11.57
10.00	0.1617	0.044	7.6462	2.9798	11.69
11.00	0.1778	0.046	7.9426	3.2154	11.80
12.00	0.1940	0.049	8.2232	3.4466	11.90
13.00	0.2102	0.051	8.4901	3.6739	12.00
14.00	0.2263	0.053	8.7452	3.8980	12.09
15.00	0.2425	0.056	8.9893	4.1186	12.17
16.00	0.2587	0.058	9.2237	4.3362	12.25
17.00	0.2748	0.060	9.4495	4.5511	12.32
18.00	0.2910	0.062	9.6677	4.7637	12.39
18.29	0.2957	0.063	9.7310	4.8263	12.41
18.44	0.2981	0.063	9.7608	4.8559	12.42

Fuente: Datos generados para el proyecto, referencia xx.

Los datos empleados para la obtención del tirante de agua en el cauce son los siguientes:

- n = 0.035 Coeficiente de rugosidad en río, en s/m<sup>1/3</sup>.
- s = 0.0119 Inclinación de la presa aguas abajo (vertedor de descarga)
- b = 12 Ancho de fondo del cauce, en m.
- K = 1.75 Inclinación aproximada en ambas márgenes del río





$t_{\min}$  Tirante mínimo en el cauce, en m.  
 $t_{\max}$  Tirante máximo en el cauce, en m.  
 $t_{\text{río}}$  Tirante en el cauce, en m.  
 $t_s$  Tirante barrido en el cauce, en m.

De la figura 3.2.30b y el número de Froude se obtiene el tirante mínimo en el cauce:

$$18.6 = \frac{t_{\min}}{D_1} \Rightarrow t_{\min} = 1.17 \text{ m}$$

De la figura 3.2.30c y el número de Froude se obtiene el tirante máximo en el cauce:

$$46.3 = \frac{t_{\max}}{D_1} \Rightarrow t_{\max} = 2.92 \text{ m}$$

Para el cálculo del tirante de agua en el río, se consideró que se presenta flujo uniforme, para ello se empleó la ecuación 3.2.13.; se calculó el tirante en el río:

$$t_{\text{río}} = 2.836 \text{ m}$$

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 3.2.16 y 3.2.17. para diferentes condiciones de gasto.

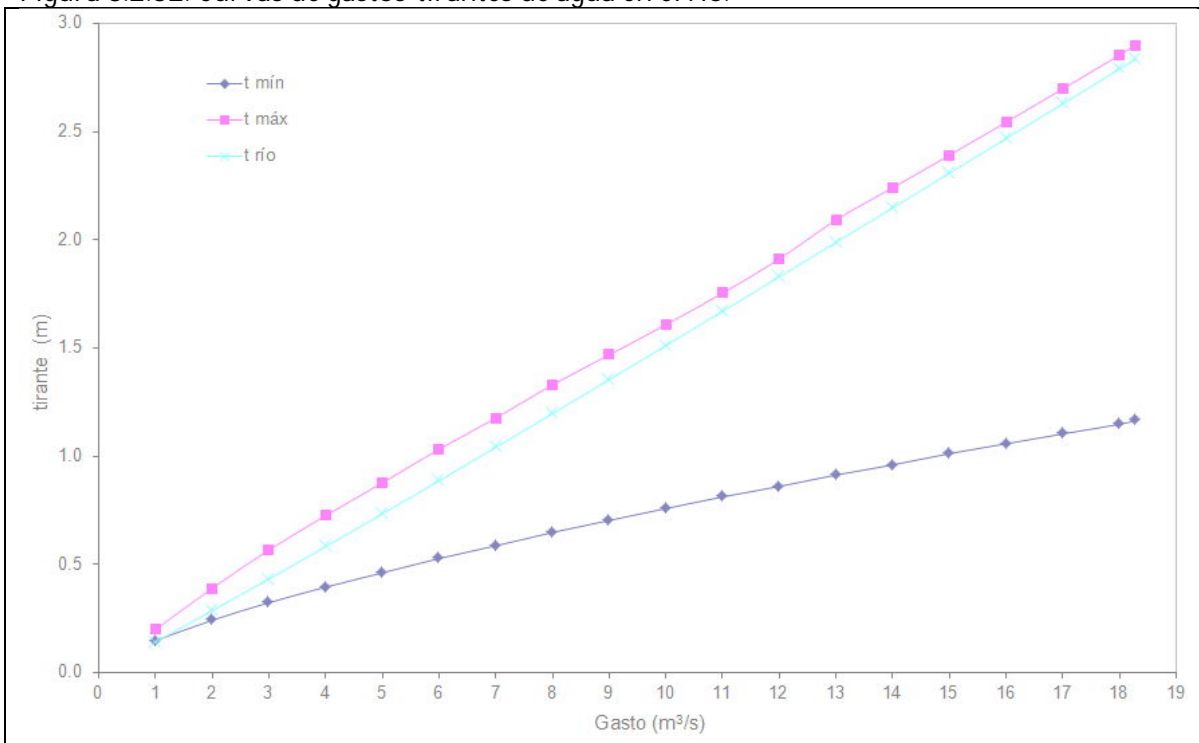
Tabla 3.2.16. Calculo de los tirantes máximos, mínimos y del río, para el diseño de la cubeta USBR.

$Fr_1$	$t_{\min}/D_1$	$t_{\max}/D_1$	$t_s/D_1$	$t_{\min}$ (m)	$t_{\max}$ (m)	$t_s$ (m)	$Q n / s^{1/2}$ ( $m^3/s$ ) ( $s/m^{1/2}$ )	$t_{\text{río}}$ (m)
9.26	13.5	18.2	11.6	0.1481	0.1996	0.1272	0.32	0.142
9.95	14.6	23.5	12.3	0.2424	0.3902	0.2043	0.64	0.286
10.37	15.3	26.8	12.8	0.3238	0.5672	0.2709	0.96	0.433
10.64	15.7	28.8	13.0	0.3956	0.7257	0.3276	1.28	0.583
10.85	16.0	30.4	13.2	0.4618	0.8773	0.3809	1.61	0.734
11.07	16.4	32.1	13.5	0.5276	1.0327	0.4343	1.93	0.887
11.22	16.6	33.3	13.6	0.5865	1.1766	0.4805	2.25	1.041
11.44	17.0	34.9	13.9	0.6481	1.3306	0.5300	2.57	1.197
11.57	17.2	35.9	14.0	0.7039	1.4691	0.5725	2.89	1.354
11.69	17.4	36.9	14.1	0.7585	1.6086	0.6151	3.21	1.512
11.80	17.6	38.0	14.2	0.8125	1.7542	0.6555	3.53	1.670
11.90	17.7	39.3	14.3	0.8610	1.9117	0.6956	3.85	1.829
12.00	17.9	41.0	14.4	0.9136	2.0926	0.7350	4.18	1.989
12.09	18.0	42.0	14.5	0.9605	2.2412	0.7738	4.50	2.149
12.17	18.2	43.0	14.6	1.0123	2.3917	0.8121	4.82	2.309
12.25	18.3	44.0	14.7	1.0581	2.5442	0.8500	5.14	2.469
12.32	18.4	45.0	14.8	1.1034	2.6986	0.8875	5.46	2.629
12.39	18.5	46.0	14.9	1.1482	2.8549	0.9247	5.78	2.790
12.41	18.6	46.3	14.9	1.1653	2.9008	0.9335	5.88	2.836
12.42	18.6	46.3	14.9	1.1713	2.9157	0.9383	5.92	2.836

Fuente: Datos generados para el proyecto, referencia xx.

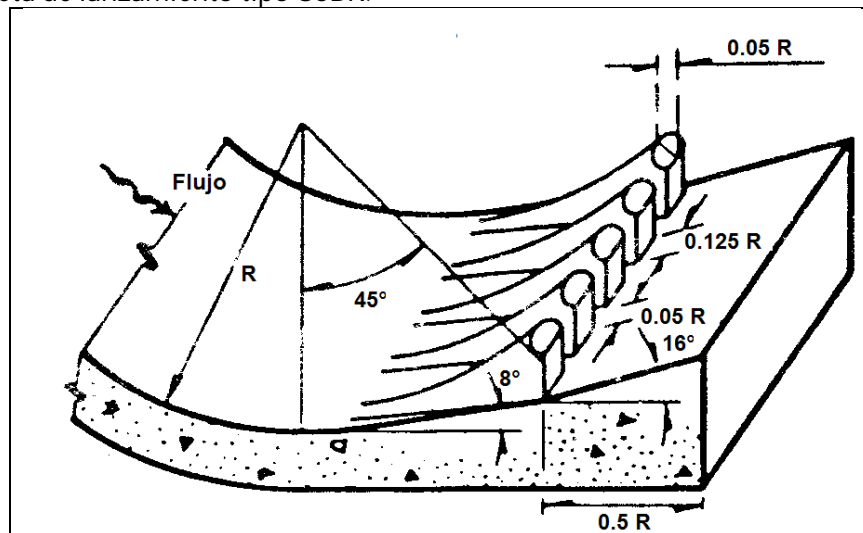


Figura 3.2.32. Curvas de gastos-tirantes de agua en el río.



En el siguiente gráfico se observa que la curva  $t_{río}-Q$  queda en medio de  $t_{máx}-Q$  y el  $t_{mín}-Q$ , por lo tanto resulta conveniente el empleo de este tipo de cubeta, con los resultados obtenidos del redimensionamiento, se hizo de acuerdo con las nomas de la figura 3.16. del USBR y que se apoya de los nomogramas correspondientes.

Figura 3.2.33. Cubeta de lanzamiento tipo USBR.





$$0.050(1.0\text{ m}) = 0.050\text{ m}$$

$$0.125(1.0\text{ m}) = 0.125\text{ m}$$

$$0.500(1.0\text{ m}) = 0.500\text{ m}$$

### **Cubeta de lanzamiento.**

Cuando la descarga de los vertedores puede hacerse directamente al río sin necesidad de construir una estructura para disipar o amortiguar la energía, con frecuencia el chorro se proyecta lejos de la estructura por medio de un deflector terminal o trampolín, el agua en estas estructuras sale como un chorro libre y cae en el cauce a alguna distancia del extremo del vertedor. La trayectoria del chorro depende de la energía del flujo en el extremo y del ángulo con el que el chorro sale del trampolín.

Tomando como origen de las coordenadas a la salida, la trayectoria del chorro se obtiene por medio de la ecuación:

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{3.6 \left( d + \frac{V^2}{2g} \right) \cos^2 \theta}$$

$\theta$  = ángulo de salida con la horizontal

$K=0.9$ , para el chorro teórico.

El valor máximo de  $x$  será igual a  $2K(d+V^2/2g)$  cuando  $\theta$  es igual a  $45^\circ$ . Sin embargo influyen en el ángulo de la salida el radio del trampolín y la altura de la salida con relación al fondo del trampolín; ordinariamente el ángulo de salida está limitado a no más de  $30^\circ$ .

Para el diseño de la cubeta deflectora se empleó:

Radio de curvatura = 6.65 m

Ángulo de salida =  $30^\circ$

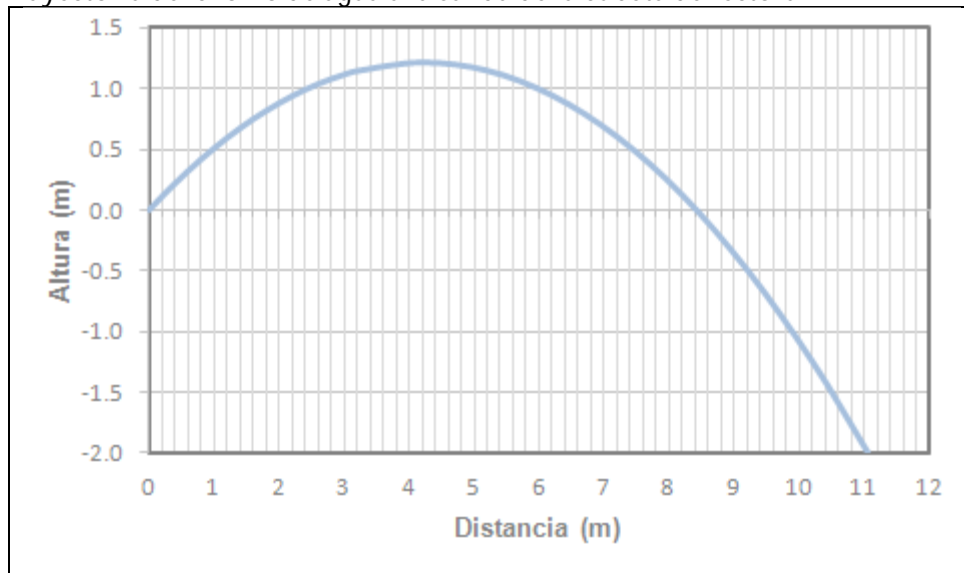


Cuadro 3.2.17. Trayectoria del chorro de agua.

x (m)	y (m)	X (m)	Y (m)
0.0	0.000	2.6	1.038
0.2	0.113	2.8	1.079
0.4	0.220	3.0	1.115
0.6	0.322	3.2	1.145
0.8	0.418	4.2	1.215
1.0	0.509	5.2	1.148
1.2	0.594	6.2	0.944
1.4	0.674	7.2	0.602
1.6	0.748	8.2	0.123
1.8	0.817	9.2	-0.493
2.0	0.880	10.2	-1.246
2.2	0.938	11.1	-1.999
2.4	0.991		

Fuente: Datos calculados para el proyecto.

Figura 3.2.24. Trayectoria del chorro de agua a la salida de la cubeta deflectora.





---

---

## Conclusión.

Finalmente, integrando todos los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, se agruparon los elementos que constituyen la factibilidad de la presa de almacenamiento para beneficiar con agua a la localidad de Huautla, en el municipio de Tlaquiltenango, Mor., satisfaciendo primeramente las necesidades de consumo humano para la población y de riego agrícola posteriormente, determinándose lo siguiente:

Para el proyecto de la cortina de la presa el Pochote, se recomienda se considere en el mismo la realización de una obra para desfogue de sedimentos, con la finalidad de aumentar la vida útil de la presa, dado que el resultado de volumen de sedimentos en la presa es alto.

Igualmente se recomienda no descartas obras complementarias para retención de sólidos aguas arriba de la presa

Finalmente, integrando todos los resultados obtenidos en las distintas partes de este apartado se agruparon los elementos que constituyen el diseño hidrológico de la Presa El Pochote, tanto para demandas de Agua Potable y Riego, como para demanda de Agua Potable únicamente.

Se presenta una discontinuidad geoelectrica lateral que pone en contacto materiales de baja resistividad con materiales de mayor resistividad y que puede corresponder a la presencia de una falla en el subsuelo, misma que deberá verificarse con exploración directa.

Por lo tanto, las posibilidades para que se pueda tener un sismo en el sitio donde se va a localizar la presa, son muy remotas, debido a que se encuentran alejadas de la costa y lo que es más factible, es que la pueda afectar las cenizas de un volcán que pudiera entrar en actividad y que se encuentre cerca del sitio en lugar que ésta puede ser afectada por un sismo en la costa.

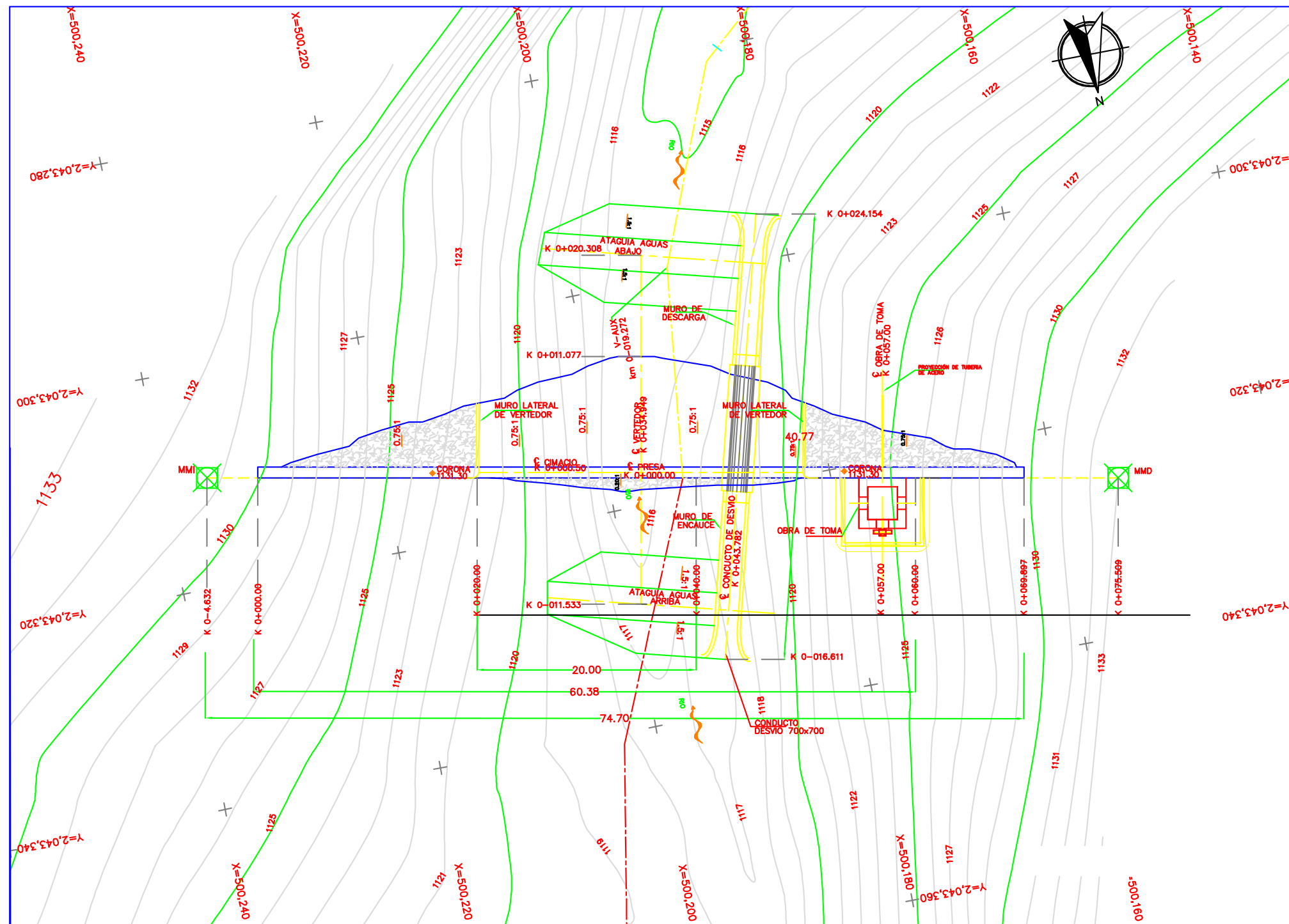
De acuerdo al análisis de estabilidad que se realizó en la presa, y siguiendo las recomendaciones con los criterios establecidos en la teoría del análisis de presas se obtiene que la estructura es estable, y conviene construirla con las dimensiones propuestas.



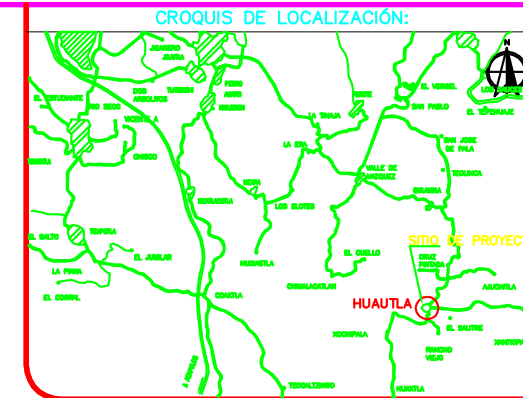
---

---

## ANEXOS



PLANTA  
ESCALA 1:200



DATOS DE PROYECTO

<b>EMBALSE</b>	
Name	1130.96 manm
Namio	1130.50 manm
Namino	1122.85 manm
Elevación de Azolves	1122.35 manm
Volumen de conservación (Namio)	0.11524 Mm3
Volumen muerto (azolves)	1000.00 m3
Volumen útil	0.11209 Mm3
<b>OBRA DE DESVIO</b>	
Conducto	1
Sección trapecial	40.0 m
Gasto máximo de descarga	10.0 m <sup>3</sup> /s
Tr	25 AÑOS
<b>PRESA</b>	
Tipo	Gravedad
Material	Mampostería
Elevación de corona	1131.30 manm
Longitud de corona	82.00 m
Altura Máxima	15.50 m
<b>VERTEDOR</b>	
Tipo	Cresta libre
Gasto máximo avenida de diseño	18.64 m <sup>3</sup> /s
Periodo de retorno	1,000 años
Capacidad máxima de descarga	18.53 m <sup>3</sup> /s
Longitud de la cresta vertedora	30.00 m
<b>OBRA DE TOMA</b>	
Tipo	Torre y Tubería a presión
Gasto de Diseño	0.004 m <sup>3</sup> /s
Compuertas deslizantes	2
Elevación de toma 1	1122.35 manm
<b>TUBERIA DE OBRA DE TOMA</b>	
Tipo	Tubería de Acero
Diámetro	0.0762 m (3")
Gasto de Diseño	4 l/s
Longitud	10 m

SIMBOLOGÍA:

Nivel en planta manm	000.00
Sentido de flujo	→
Curvas de nivel	~ 2.00 ~
Delimitación del sondeo	—
Obra de desvío	—
Eje	—

- NOTAS:
1. Aotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
  2. Elevaciones en manm
  3. Las cotas rigen al dibujo.
  4. Coordenadas en metros.



GOBIERNO DEL ESTADO DE MORELOS  
COMISION ESTATAL DEL AGUA Y MEDIO AMBIENTE  
SUBSECRETARIA EJECUTIVA DE AGUA Y SANEAMIENTO

PROYECTO EJECUTIVO PARA LA CONSTRUCCION DE LA PRESA DE ALMACENAMIENTO PARA REGO AGRICOLA EN LA LOCALIDAD DE HUALTLA, MUNICIPIO DE TLAQUILTENANGO, MORELOS

LOCALIDAD: HUALTLA MUNICIPIO: TLAQUILTENANGO

FECHA: 17/4

ING. JOSE LUIS GONZALEZ  
DIRECTOR GENERAL DE PLANEACION, ESTUDIOS Y PROYECTOS

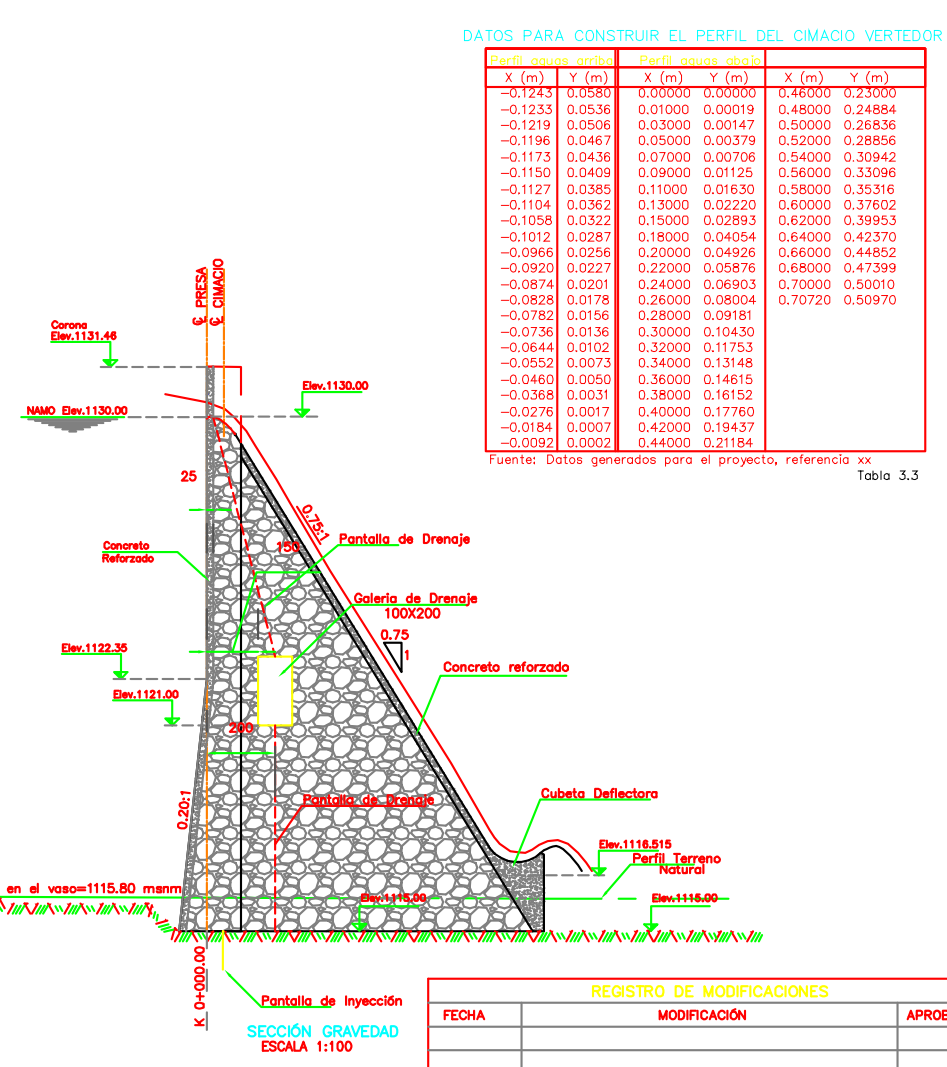
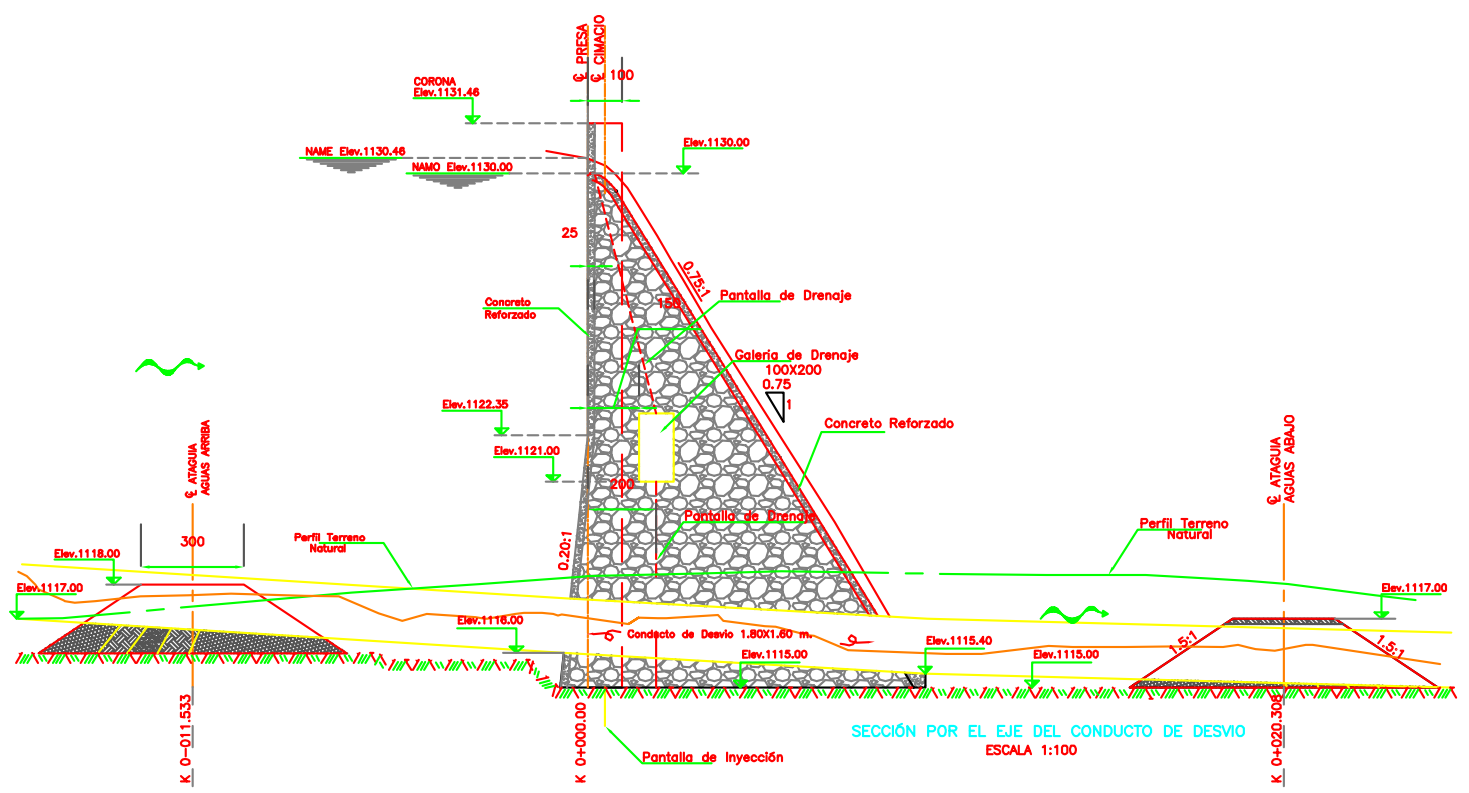
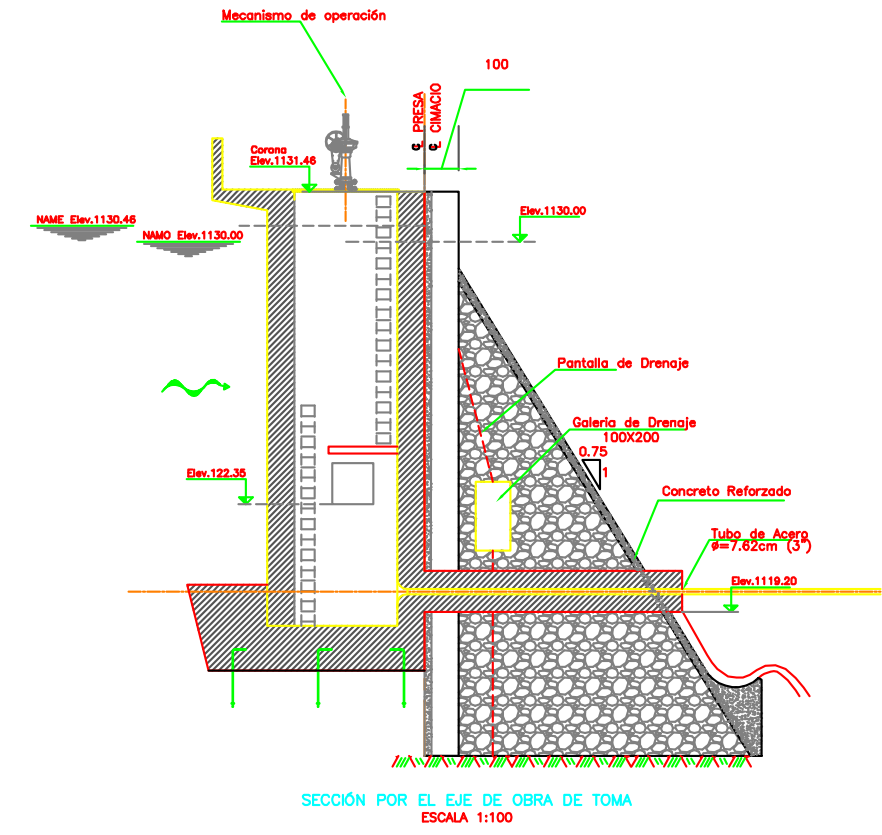
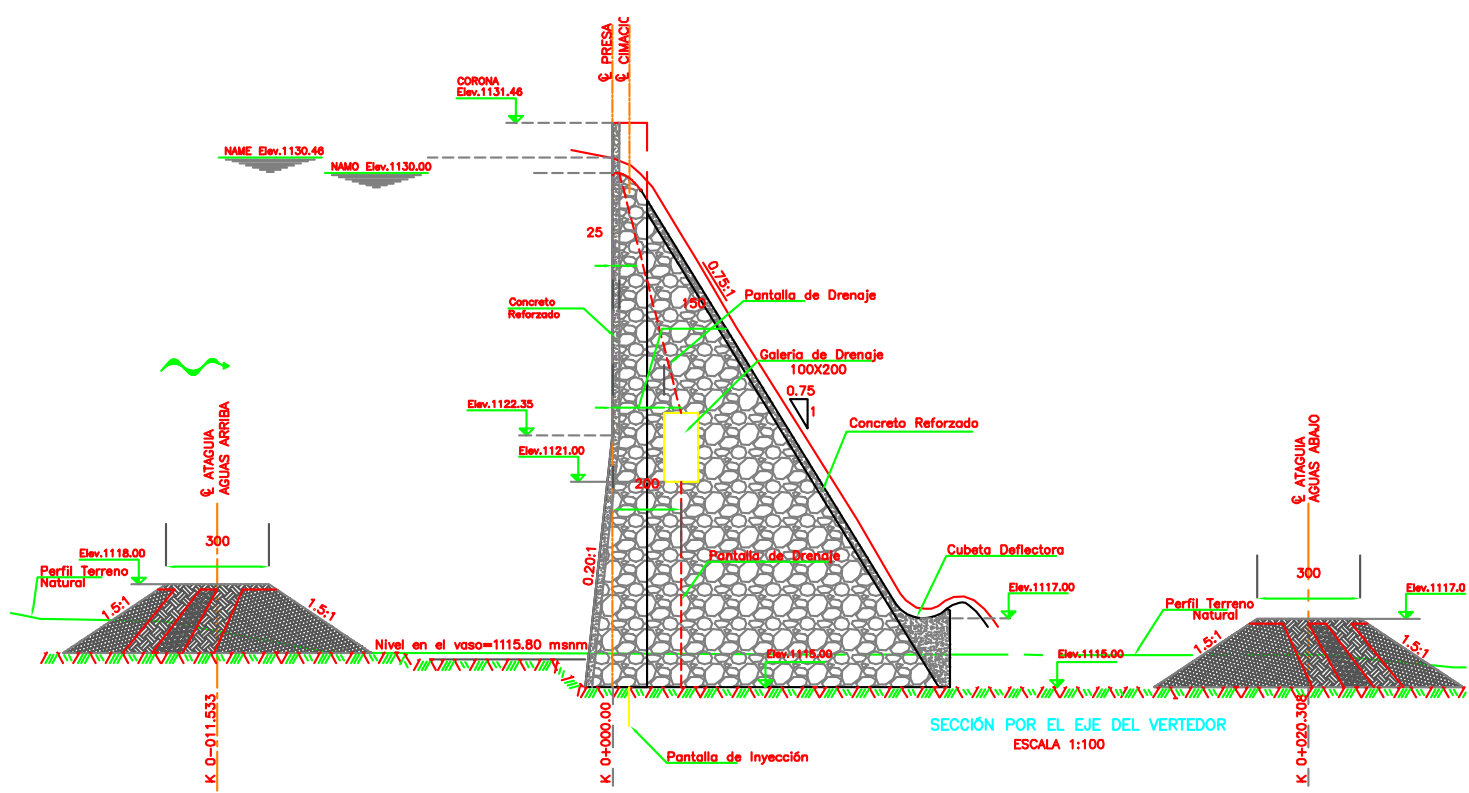
ING. RICARDO LEMUS FABILA  
ING. ANTONIO VAZQUEZ REYES

REGISTRO DE MODIFICACIONES

FECHA	MODIFICACION	APROBO

TEMYCSA CONSULTORIA Y CONSTRUCCION INTEGRAL, S.A. DE CV.

ING. RAYMUNDO HERRERA C. Diseño:	ING. VICTOR MANUEL ESCOBAR Revisó:	ING. ALFREDO TELLEZ MARTINEZ Aprobó:
Contrato No.		ING. ANDRES VERA ROSAS Dibujó:

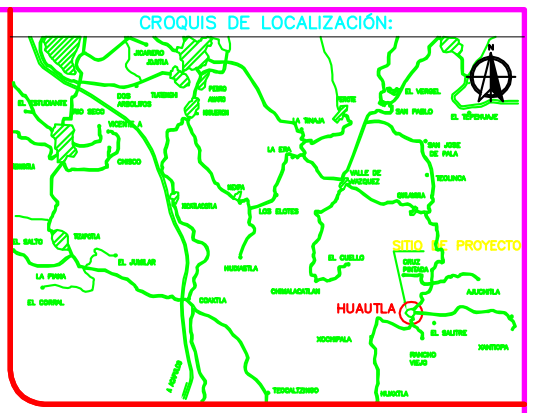


DATOS PARA CONSTRUIR EL PERFIL DEL CIMACIO VERTEDOR

Perfil aguas arriba		Perfil aguas abajo		Perfil aguas abajo	
X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0.1243	0.0580	0.0000	0.0000	0.4630	0.2300
-0.1233	0.0536	0.0100	0.0019	0.4800	0.2488
-0.1219	0.0506	0.0300	0.0047	0.5000	0.2683
-0.1196	0.0467	0.0500	0.0079	0.5200	0.2886
-0.1173	0.0436	0.0700	0.0106	0.5400	0.3092
-0.1150	0.0409	0.0900	0.0125	0.5600	0.3309
-0.1127	0.0385	0.1100	0.0163	0.5800	0.3516
-0.1104	0.0362	0.1300	0.0220	0.6000	0.3760
-0.1058	0.0322	0.1500	0.0289	0.6200	0.3995
-0.1012	0.0287	0.1800	0.0404	0.6400	0.4237
-0.0966	0.0256	0.2000	0.0492	0.6600	0.4485
-0.0920	0.0227	0.2200	0.0587	0.6800	0.4739
-0.0874	0.0201	0.2400	0.0690	0.7000	0.5001
-0.0828	0.0178	0.2600	0.0804	0.7072	0.5097
-0.0782	0.0156	0.2800	0.0918		
-0.0736	0.0136	0.3000	0.1043		
-0.0644	0.0102	0.3200	0.1175		
-0.0552	0.0073	0.3400	0.1314		
-0.0460	0.0050	0.3600	0.1461		
-0.0368	0.0031	0.3800	0.1615		
-0.0276	0.0017	0.4000	0.1776		
-0.0184	0.0007	0.4200	0.1947		
-0.0092	0.0002	0.4400	0.2118		

Fuente: Datos generados para el proyecto, referencia xx  
Tabla 3.3

REGISTRO DE MODIFICACIONES		
FECHA	MODIFICACION	APROBO



DATOS DE PROYECTO	
<b>EMBALSE</b>	
Name	1130.96 msnm
Namo	1130.50 msnm
Namino	1122.85 msnm
Elevación de Azolves	1122.35 msnm
Volumen de conservación (Namo)	0.11524 Mm3
Volumen muerto (azolves)	1000.00 m3
Volumen útil	0.11209 Mm3
<b>OBRA DE DESVIO</b>	
Conducto	1
Sección trapecial	100.0 m
Gasto máximo de descarga	10.0 m <sup>3</sup> /s
Tr	25 AÑOS
<b>PRESA</b>	
Tipo	Gravedad
Material	Mampostería
Elevación de corona	1131.30 msnm
Longitud de corona	82.00 m
Altura Máxima	15.50 m
<b>VERTEDOR</b>	
Tipo	Cresta libre
Gasto máximo avenida de diseño	18.64 m <sup>3</sup> /s
Periodo de retorno	1,000 años
Capacidad máxima de descarga	18.53 m <sup>3</sup> /s
Longitud de la cresta vertedora	30.00 m
<b>OBRA DE TOMA</b>	
Tipo	Torre y Tubería a presión
Gasto de Diseño	0.004 m <sup>3</sup> /s
Compuertas deslizantes	2
Elevación de toma 1	1122.35 msnm
<b>TUBERIA DE OBRA DE TOMA</b>	
Tipo	Tubería de Acero
Diámetro	0.0762 m (3")
Gasto de Diseño	4 l/s
Longitud	10 m

SIMBOLOGÍA:	
Sentido de flujo	
Curvas de nivel	
Elevaciones	
Centro de Línea	

- NOTAS:
1. Aotaciones en Metros, excepto las indicadas en otra unidad.
  2. Elevaciones en msnm
  3. Las cotas rigen al dibujo.
  4. Coordenadas en metros.



**GOBIERNO DEL ESTADO DE MORELOS**  
COMISION ESTATAL DEL AGUA Y MEDIO AMBIENTE  
SUBSECRETARIA EJECUTIVA DE AGUA Y SANEAMIENTO

**REGISTRO DE MODIFICACIONES**

NOMBRE DEL CONTRATO	ESCALA
"PROYECTO EJECUTIVO PARA LA CONSTRUCCION DE LA PRESA DE ALMACENAMIENTO PARA REGO AGRICOLA" EN LA LOCALIDAD DE HUAUTLA, MUNICIPIO DE TLAXIQUILTENANGO, MORELOS	1:200
LOCALIDAD	MUNICIPIO
HUAUTLA	TLAXIQUILTENANGO
FECHA	NO. DE PLANO
2011-2010	PL-05-0810
SUBSECRETARIO EJECUTIVO DE AGUA Y SANEAMIENTO	
ING. JOSE LUIS GONZALEZ	
DIRECTOR GENERAL DE PLANEACION, ESTUDIOS Y PROYECTOS	
ING. RICARDO LEMUS FABILA	ING. ANTONIO VAZQUEZ REYES

**TEMYCSA**  
CONSULTORIA Y CONSTRUCCION INTEGRAL, S.A. DE CV.

ING. RAYMUNDO HERRERA C.	ING. VICTOR MANUEL ESCOBAR	ING. ALFREDO TELLEZ MARTINEZ
Diseño:	Revisó:	Aprobó:
Contrato No.		ING. ANDRES VERA ROSAS
		Dibujó: