

4  
24.

006094

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ACATLAN**

197 ACO 28 PM : 15



**"ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL ANTEPROYECTO DE DOS PRESAS PARA EL CONTROL Y APROVECHAMIENTO DE LAS CORRIENTES MANSO Y PUXMETACAN. QUE CONFLUYEN EN EL RIO PAPALOAPAN, EDO. DE VERACRUZ Y OAXACA"**

**T E S I S  
PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

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

**ROBERTO CABALLERO HERNANDEZ  
ANTONIO RAMOS MALDONADO**



**STA. CRUZ ACATLAN, NAUCALPAN EDO. DE MEXICO 1966**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SRES. ROBERTO CABALLERO HDEZ.  
ANTONIO RAMOS MALDONADO  
ALUMNOS DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 30 de junio de 1994, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis titulado "Estudio Hidrológico para el anteproyecto de dos presas para el control y aprovechamiento de las corrientes Manso y Puxmetacan, que confluyen en el río Papalcapán, Edo. de Veracruz y Oaxaca", el cual se desarrollara como sigue:

- I. Estudios básicos.
  - II. Estudio Hidrológico.
  - III. Localización y tipos de las presas.
  - IV. Discusión de Niveles.
- Conclusiones y recomendaciones  
Anexo

Así mismo fue designado como asesor de tesis el Sr. Ing. Hermenegildo Arcoz Serrano, profesor de esta escuela. Puesto a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A T E N T A M E N T E  
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU "  
Acatlan Edo. de Mexico a 8 de enero de 1996

Ing. Carlos Rosales Aguilar,  
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP-ACATLAN  
JEFATURA DEL  
PROGRAMA DE INGENIERIA

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO:

POR ABRIR LAS PUERTAS HACIA EL COMPROMISO

A LA ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ACATELÁN:

POR OFRECER TODOS LOS MEDIOS PARA OBTENER UNA  
FORMACIÓN PROFESIONAL Y A TODOS SUS PROFESORES POR  
SUS ENSEÑANZAS

*A MIS QUERIDOS PADRES:*

*GUEDELIA HERNÁNDEZ      JUAN CABALLERO*

*POR TODO SU AMOR, COMPRENSIÓN Y APOYO BRINDADOS  
GENEROSAMENTE EN CADA INSTANTE DE MI VIDA.*

*A MIS HERMANOS:*

*LOREN, ZAVIER, RAÚL, LIDIA, TONO, TERE Y LETY.*

*POR SU CARINO Y CONFIANZA DEPOSITADOS EN MI.*

*A LA FAMILIA AGUILAR:*

*POR BRINDARME SU HOSPITALIDAD Y COMPARTIR CONMIGO LA  
ILUSIÓN DE VER TERMINADA UNA PROFESIÓN.*

*A MI HERMANO Y COMPAÑERO DE MIS BATALLAS GILBERTO:*

*POR SU APOYO Y ESTÍMULO BRINDADOS INCONDICIONALMENTE A  
LO LARGO DE NUESTRA FORMACIÓN PROFESIONAL.*



*A MIS CUÑADOS:*

*POR SU GENEROSIDAD Y BUENA DISPOSICIÓN MANIFESTADA A LO  
LARGO DE MI FORMACIÓN PROFESIONAL.*

*A TODOS MIS SOBRINOS Y EN ESPECIAL A LA MEMORIA DE  
YULIANA Y NANCY:*

*QUE BRINDARME MOMENTOS INOLVIDABLES DE INTENSA ALEGRIA  
Y REPRESENTAR UNO DE LOS MOTIVOS MAS IMPORTANTES DE  
MI VIDA PARA LLEGAR JUSTA LA CULMINACION DE ESTE  
TRABAJO*

A TI MARIJONA:

CON TODO MI FUEGO, POR TU CASO QUE YA REPRESENTADO  
PARA MI UN VALIOSO ESTIMULO EN MOMENTOS DE  
FLAQUEZA.

GRACIAS A DIOS POR PERMITIRME LLEGAR A LA META  
PROPUESTA.

ROBERTO CARRILLEROMERCHANDEZ

A MIS QUERIDOS PADRES:

RUFINA MALDONADO ROJAS      CARLOS RAMOS DÍAZ

POR TODO SU SACRIFICIO, APOYO Y PRINCIPALMENTE POR SU  
AMOR, LUCIENDO SIEMPRE PARA DAROS LO MEJOR EN  
TODAS LAS ETAPAS DE NUESTRA VIDA.

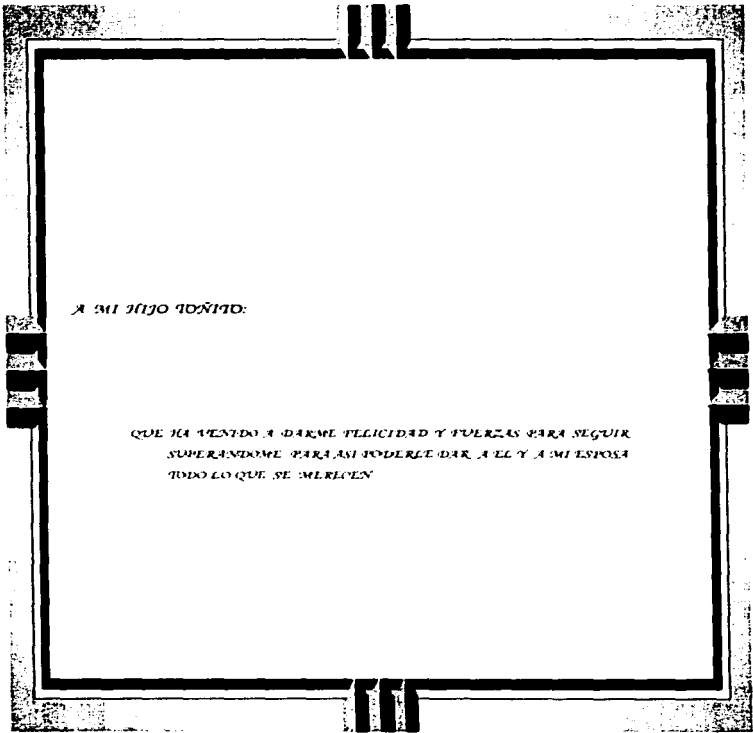
*A MIS HERMANOS:*

*ROBERTO, CARLOS, JESUS, MA. EFIGENIA, SOLEDAD Y GUADALUPE  
POR SU ENTREGA Y DISPOSICIÓN PARA INTEGRAR UN NÚCLEO  
FAMILIAR, AYUDÁNDONOS Y APOYÁNDONOS PARA SALIR  
ADELANTE.*



A MI ESPOSA VICKY:

POR SU AMOR Y CARINO QUE HA SIDO PARA MI UN GRAN  
ESTÍMULO EN TODO MOMENTO Y POR DARME LA  
FELICIDAD Y EL MAYOR DE LOS REGALOS.



A MI HIJO OLIU IM R

QUE HA BIENIDO A DARMME FELICIDAD Y FUERZAS PARA SEGUIR  
SUPERANDOME PARA MI PODERLE DAR A EL Y A MI ESPOSA  
TODO LO QUE SE MERELEN

*A MIS SOBRIJNOS:*

*ROBERTO, TERESA, EDUARDO CESAR Y ALDO ARAMIZ.*

*QUELES HAN SIDO LA ALEGRIA PARA LA FAMILIA Y QUE  
ESPERO QUE ESTE TRABAJO SIRVA COMO ORGULLO Y GUIA EN  
SU FUTURO*



A MIS AMIGOS:

QUE DE ALGUNA U OTRA FORMA ME HAN APOYADO EN TODOS  
SENTIDOS, DESINTERESADAMENTE EN LA ELABORACIÓN DE  
ESTE TRABAJO

GRACIAS A DIOS Y A TODOS POR SU VALIOSA AYUDA

ANTONIO RAMOS MALDONADO

*AGRADECIMIENTOS:*

*A LA CNA POR LAS FACILIDADES OTORGADAS EN LA REALIZACION  
DE ESTE TRABAJO.*

*AL ING. ALFONDO PEÑA BONILLA POR SU APRECIABLE AYUDA Y  
BUENA DISPOSICION.*

*AL ING. JEROME GILDO ARCOY VERRANO POR ACEPTAR DIRIGIR  
ESTE TRABAJO.*

*AL ING. OSCAR A. KAMPFNER R. Y AL ING. LUIS M. SALGOMEYES M.  
POR PERMITIRNOS USAR EL PROGRAMA TIDROSDOP  
ELABORADO POR ELLOS.*

*A LA INGENIERIA Y AL ROBERTO RAMOS MILDONADO POR SU  
APRECIABLE AYUDA OTORGADA EN TODO MOMENTO.*

*AL SR. JOSE CHALICO POR SU AYUDA EN LA IMPRESION DE ESTE  
TRABAJO.*

*AL ING. JOSE MARTIN LOPEZ BLICKER POR SU AYUDA.*

*FINALMENTE A TODAS AQUELLAS PERSONAS QUE PARTICIPARON  
DIRECTA O INDIRECTAMENTE EN LA REALIZACION DE ESTE  
TRABAJO.*

***ÍNDICE***

## ÍNDICE

**"ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL ANTEPROYECTO DE DOS PRESAS PARA EL CONTROL Y APROVECHAMIENTO DE LAS CORRIENTES MANSO Y PUXMETACAN, QUE CONFLUYEN EN EL RÍO PAPALOAPAN, EDO. DE VERACRUZ Y OAXACA."**

T E M A		PAG.
ANÁLISIS DEL PROBLEMA Y GENERACIÓN DE ALTERNATIVAS		1
JUSTIFICACIÓN		7
<b>I ESTUDIOS BÁSICOS</b>		<b>10</b>
1.1	ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	10
1.2	ESTUDIOS GEOLÓGICOS	11
1.2.1	PLANEACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	11
1.2.2	RECONOCIMIENTO	11
1.2.3	FOTOINTERPRETACIÓN	13
1.2.4	INVESTIGACIONES EXPLORATORIAS	13
1.2.5	SONDEOS Y TOMA DE MUESTRAS	14
1.3	ESTUDIOS AGROLÓGICOS	15
1.3.1	SUELOS	15
1.3.1.1	Descripción General	15
1.3.1.2	Grandes Grupos de Suelos	16
1.3.1.2.1	Fluvisoles éutricos (Je) y Fluvisoles gléyicos (Jg)	16
1.3.1.2.2	Andosoles mólicos (Tm)	17
1.3.1.2.3	Cambisoles éutricos (Be)	18
1.3.1.2.4	Vertisoles pélicos (Vp)	19
1.3.1.2.5	Acrisoles órticos (Ao)	20
1.3.1.2.6	Gleisoles éutricos (Ge)	21
1.3.1.3	Uso del Suelo	21
1.4	ESTUDIOS SOCIOECONÓMICOS	23
1.4.1	POBLACIÓN TOTAL Y TENDENCIAS DE CRECIMIENTO	23
1.4.2	DISTRIBUCIÓN GEOGRÁFICA	24
1.4.3	CRECIMIENTO DE POBLACIÓN	24
1.4.4	COMPOSICIÓN POR EDAD Y SEXO	28
1.4.5	MIGRACIÓN	31
1.4.6	NIVEL DE INSTRUCCIÓN	36
1.4.7	CONDICIÓN DE ACTIVIDAD ECONÓMICA	38

1.4.8	PARTICIPACIÓN ECONÓMICA	40
1.4.9	OCUPACIÓN PRINCIPAL	40
1.4.10	SECTORES DE ACTIVIDAD	44
1.4.11	INGRESOS	45
1.4.12	SERVICIOS DE LA VIVIENDA	46
1.4.13	COMUNICACIONES Y TRANSPORTES	48
<b>II</b>	<b>ESTUDIO HIDROLÓGICO</b>	<b>52</b>
<b>II.1</b>	<b>PRECIPITACIÓN</b>	<b>52</b>
II.1.1	TIPOS DE PRECIPITACIÓN	52
II.1.1.1	Precipitación Convectiva	52
II.1.1.2	Precipitación Cíclica	52
II.1.1.3	Precipitación Orográfica	52
II.1.2	APARATOS DE MEDICIÓN	55
II.1.2.1	Pluviómetro	55
II.1.2.2	Pluviógrafo	56
II.1.3	TIPOS DE REGISTRO	57
II.1.4	FUENTES DE INFORMACIÓN	57
II.1.5	PRESENTACIÓN DE LA INFORMACIÓN	58
II.1.6	TÉCNICAS DE ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN	59
II.1.6.1	Análisis de la Precipitación Registrada en una Estación ó Precipitación Puntual	59
II.1.6.1.1	Curva Masa	59
II.1.6.1.2	Histograma	60
II.1.6.1.3	Curva Intensidad de la Lluvia-Duración-Periodo de Retorno	63
<b>II.2</b>	<b>ESCURRIMIENTO</b>	<b>64</b>
II.2.1	AFORO DE CORRIENTES	64
II.2.1.1	Sección de control	65
II.2.1.2	Relación Sección-Pendiente	65
II.2.1.3	Relación Sección-Velocidad	66
II.2.2	HIDROGRAMA	69
II.2.2.1	Análisis del Hidrograma de una Avenida	69
<b>II.3</b>	<b>PÉRDIDAS</b>	<b>75</b>
II.3.1	DETERMINACIÓN DE LAS PÉRDIDAS	75
II.3.1.1	Capacidad de Infiltración Media	77
II.3.1.2	Coefficiente de Escurrimiento	80
II.3.2	CRITERIOS PARA DISEÑO Y PREDICCIÓN EN CUENCAS AFORADAS	81
II.3.2.1	Criterios para Diseño	81
II.3.2.2	Criterios para Predicción	82

<b>II.4</b>	<b>RELACIÓN ENTRE PRECIPITACIÓN Y ESCURRIMIENTO</b>	<b>83</b>
<b>II.4.1</b>	<b>PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE UNA CUENCA</b>	<b>83</b>
<b>II.4.2</b>	<b>MÉTODOS PARA CALCULAR LAS RELACIONES PRECIPITACIÓN- ESCURRIMIENTO</b>	<b>86</b>
<b>II.4.2.1</b>	<b>Fórmulas Empíricas</b>	<b>86</b>
<b>II.4.2.2</b>	<b>Métodos Empíricos</b>	<b>87</b>
	<b>II.4.2.2.1 Racional Americano</b>	<b>87</b>
	<b>II.4.2.2.2 Índice Área</b>	<b>88</b>
	<b>II.4.2.2.3 U.S. Soil Conservation Service</b>	<b>88</b>
	<b>II.4.2.2.4 Método de Chow</b>	<b>89</b>
<b>II.4.2.3</b>	<b>Métodos Hidrológicos</b>	<b>89</b>
	<b>II.4.2.3.1 H.U. Sintético del U.S.S.C.S.</b>	<b>90</b>
	<b>II.4.2.3.2 H.U. Triangular del U.S. Bureau of Reclamation</b>	<b>91</b>
	<b>II.4.2.3.3 H.U. Adimensional del S.C.S.</b>	<b>91</b>
	<b>II.4.2.3.4 Método de I Pai Wu</b>	<b>92</b>
<b>II.5</b>	<b>ANÁLISIS ESTADÍSTICO</b>	<b>97</b>
<b>II.5.1</b>	<b>PARÁMETROS ESTADÍSTICOS</b>	<b>98</b>
<b>II.5.2</b>	<b>FUNCIONES DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD</b>	<b>99</b>
	<b>II.5.2.1 Distribución Gumbel</b>	<b>99</b>
	<b>II.5.2.2 Distribución Nash</b>	<b>100</b>
	<b>II.5.2.3 Distribución Log Normal</b>	<b>101</b>
	<b>II.5.2.4 Distribución Log Pearson III</b>	<b>101</b>
	<b>II.5.2.5 Ajuste por Mínimos Cuadrados</b>	<b>102</b>
<b>II.6</b>	<b>AVENIDA DE DISEÑO</b>	<b>103</b>
<b>II.6.1</b>	<b>EXPOSICIÓN DE MÉTODOS</b>	<b>103</b>
	<b>II.6.1.1 Métodos Estadísticos</b>	<b>104</b>
	<b>II.6.1.2 Método de Relación Lluvia - Esguerrimiento</b>	<b>105</b>
<b>II.6.2</b>	<b>SELECCIÓN DEL MÉTODO</b>	<b>106</b>
<b>III</b>	<b>LOCALIZACIÓN Y TIPO DE LAS PRESAS</b>	<b>110</b>
<b>III.1</b>	<b>DETERMINACIÓN DE LA CUENCA DE DRENAJE</b>	<b>110</b>
<b>III.1.1</b>	<b>ASPECTOS GENERALES</b>	<b>110</b>
<b>III.1.2</b>	<b>ÁREA DE LA CUENCA</b>	<b>111</b>
<b>III.1.3</b>	<b>PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA</b>	<b>117</b>
	<b>III.1.3.1 Criterio de Horton</b>	<b>117</b>
<b>III.1.4</b>	<b>RED DE DRENAJE</b>	<b>118</b>
	<b>III.1.4.1 Orden de las Corrientes</b>	<b>121</b>

	III.1.4.2 Longitud de Tributarios	121
	III.1.4.3 Densidad de Corrientes	122
	III.1.4.4 Densidad de Drenaje	123
	III.1.5 PENDIENTE DEL CAUCE	124
	III.1.5.1 Tiempo de Concentración	127
III.2	UBICACIÓN DE LA BOQUILLA	132
III.3	ELABORACIÓN DE LAS CURVAS ELEVACIONES-ÁREAS-CAPACIDADES	135
III.4	DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PRESAS	138
	III.4.1 CLASIFICACIÓN	138
	III.4.2 TIPOS DE PRESAS SEGÚN EL TIPO DE CONSTRUCCIÓN Y LOS MATERIALES QUE LA CONSTITUYEN	139
	III.4.2.1 Presa Tipo Gravedad	139
	III.4.2.2 Presa de Materiales Graduados	139
	III.4.3 FACTORES QUE AFECTAN LA DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PRESA	141
	III.4.3.1 Condiciones del Sitio	141
	III.4.3.1.1 Condiciones de la Cimentación	141
	III.4.3.1.2 Topografía	142
	III.4.3.1.3 Materiales de Construcción	144
	III.4.3.1.4 Accesos al Sitio	144
	III.4.3.2 Factores Hidráulicos	144
	III.4.3.2.1 Obra de Excedencias	144
	III.4.3.2.2 Obra de Desvío	145
	III.4.3.2.3 Obra de Toma	148
	III.4.3.3 Efectos de Clima	146
	III.4.3.4 Tránsito	147
IV	DISCUSIÓN DE NIVELES	149
IV.1	GENERALIDADES	149
	IV.1.1 CAPACIDAD DE AZOLVES	150
	IV.1.2 CAPACIDAD MÍNIMA DE OPERACIÓN	153
	IV.1.3 CAPACIDAD ÚTIL	154

<b>IV.2</b>	<b>SIMULACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO</b>	<b>159</b>
IV.2.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	161
IV.2.2	APORTACIONES	162
	IV.2.2.1 Escurrimiento por Cuenca Propia (ICP)	162
	IV.2.2.2 Ingresos por Transferencia (IT)	165
	IV.2.2.3 Volumen de Lluvia en el Vaso (VLL)	165
IV.2.3	VOLUMEN EXTRAÍDO (VDEM)	165
IV.2.4	PÉRDIDAS	166
	IV.2.4.1 Evaporación (VEVA)	166
	IV.2.4.2 Infiltración (INF)	167
	IV.2.4.3 Derrames (DERR)	167
IV.2.5	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	168
<b>IV.3</b>	<b>TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL VASO</b>	<b>173</b>
IV.3.1	FUNDAMENTOS	173
	IV.3.1.1 Ecuación de continuidad	173
	IV.3.1.2 Relación entre Almacenamiento y Gasto de Salida	175
IV.3.2	MÉTODOS PARA EL TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS	175
	IV.3.2.1 Método Numérico	176
	IV.3.2.2 Método de Euler	177
<b>IV.4</b>	<b>DETERMINACIÓN DEL FETCH</b>	<b>191</b>
IV.4.1	MAREA DE VIENTO	191
IV.4.2	OLEAJE DE VIENTO	193
IV.4.3	PENDIENTE Y CARACTERÍSTICAS DEL PARAMENTO MOJADO	194
IV.4.4	FACTOR DE SEGURIDAD	196
IV.4.5	BORDO LIBRE	196
	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>197</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>201</b>
	<b>ANEXO</b>	<b>204</b>



**OBJETIVO GENERAL:** DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN DE DOS PRESAS, PARA EL CONTROL Y APROVECHAMIENTO DE LAS CORRIENTES MANSO Y PUXMETACAN, AFLUENTES DEL RIO PAPALOAPAN, EDO DE VERACRUZ

ANALIZAR EN QUE MEDIDA, LA CONSTRUCCIÓN DE ESTAS PRESAS AYUDARIA A CONTROLAR LAS AVENIDAS MÁXIMAS QUE PROVOCAN UN AUMENTO CONSIDERABLE EN EL CAUDAL DE LOS RÍOS QUE CRUZAN Y DRENAN LA ZONA DENOMINADA BAJO PAPALOAPAN, OCASIONANDO DESBORDAMIENTOS E INUNDACIONES QUE AFECTAN EXTENSAS ÁREAS DE CULTIVO.

**CAPÍTULO I.- ESTUDIOS BÁSICOS**

**OBJETIVO:** INVESTIGAR Y RECARAR LA INFORMACIÓN DE LOS ESTUDIOS BÁSICOS EFECTUADOS EN ESTA ZONA QUE PERMITIRA LLEGAR A LA TOMA DE DECISIÓN ÓPTIMA

**CAPÍTULO II.- ESTUDIO HIDROLÓGICO**

**OBJETIVO:** DETERMINAR LOS EVENTOS QUE SE PRESENTAN EN LA ZONA DE ESTUDIO, ANALOGOS A LAS CARGAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

**CAPÍTULO III.- LOCALIZACIÓN Y TIPO DE LAS PRESAS**

**OBJETIVO:** EN BASE A LA INFORMACIÓN RECADADA DE LOS ESTUDIOS BÁSICOS EFECTUADOS EN LA ZONA DE ESTUDIO, PROPONER LA UBICACIÓN ÓPTIMA DE LAS PRESAS Y EL TIPO DE ESTAS.

**CAPÍTULO IV.- DISCUSIÓN DE NIVELES**

**OBJETIVO:** DIMENSIONAMIENTO DE LAS PRESAS Y SU POLÍTICA DE OPERACIÓN.

**ANÁLISIS DEL PROBLEMA Y  
GENERACIÓN DE ALTERNATIVAS**

## **ANÁLISIS DEL PROBLEMA Y GENERACIÓN DE ALTERNATIVAS**

El principal problema que afecta el desarrollo de la cuenca del Papaloapan es la ocurrencia de inundaciones periódicas provocadas por las crecientes de los ríos. Las causas más importantes de estas inundaciones son en primer lugar, el proceso de deforestación de la Alta Mixteca, que provoca el arrastre de grandes volúmenes de azolve procedentes de las zonas erosionadas, conducidos fundamentalmente por el río Santo Domingo. A causa de estos azolves, se ha visto reducida substancialmente la capacidad del cauce del río Papaloapan. Otra causa de inundaciones, que está ligada a las anteriores, es la falta de obras de control de avenidas en los ríos afluentes del Papaloapan y de regulación en la parte baja.

Las áreas inundadas se extienden en las márgenes del río Papaloapan desde Tuxtepec hasta Avarado y las crecientes provocan también el desbordamiento de los ríos Obispo, Tesechoacán y San Juan Evangelista.

De los afluentes del río Papaloapan, el río Santo Domingo es el que transporta más sólidos en suspensión, con un amplio margen respecto a los demás, ya que suministra el 67 % del total, el río Tesechoacán aporta el 17 % y el San Juan Evangelista el 13 %. El origen del azolve es la erosión pluvial sobre los suelos con escasa cubierta vegetal que los proteja, cuyo origen es el desmonte irracional en las zonas altas.

Una de las principales inundaciones fue la de 1944, que se estima abarcó una superficie total de 470 000 ha.

Dos conclusiones acerca de las inundaciones que se presentan en la zona de estudio son

1°. " Los desbordamientos e inundaciones causados por el Papaloapan han ocasionado muy grandes pérdidas a los habitantes del Valle de ese río. Los daños se estiman año tras año, en varios miles de millones de pesos, habiendo ocurrido pérdidas de vidas y sufrimientos por la ansiedad ante el peligro y pérdidas indirectas por las enfermedades, por el hambre y por los trastornos e interrupciones en las comunicaciones. Además de todo esto, se resienten pérdidas intangibles por la desmoralización y desaliento que se traduce en menores actividades subsecuentes. La situación se considera tan seria que amerita un gran esfuerzo nacional para remediarla "

2°. " No hay razones para creer que la intensidad de las avenidas del Papaloapan sea mayor actualmente que en tiempos anteriores, pero sí existen dos motivos para que los daños sean superiores a medida que avanza el tiempo "

- a) "Los desbordamientos son de mayores proporciones para avenidas de igual intensidad a las anteriores porque, debido a los azolvamientos, se ha reducido el cauce mayor del Papaloapan y,
- b) La población y las inversiones han venido aumentando

Estas conclusiones, muestran lo transcendental del problema y la necesidad impenosa de solucionarlo satisfactoriamente a fin de permitir un desarrollo más racional de la cuenca

En resumen, podemos señalar que uno de los principales problemas que afectan el desarrollo de la cuenca del Papaloapan en su parte baja, es la frecuencia y dimensión de las inundaciones, así como las características de éstas en cuanto a los sedimentos que dejan en los lugares afectados

**OBRAS DE PROTECCIÓN EXISTENTES.**

En la margen izquierda del colector general de la cuenca del Papaloapan, sobre el río Tonto, entre los años de 1949 a 1955, fue construida la presa **Presidente Alemán (Temascal)** con una capacidad de almacenamiento total de 8 119 millones de m<sup>3</sup>; su principal objetivo es el control de las avenidas del río Tonto. Otros objetivos de esta presa son la generación de energía eléctrica, el desarrollo de la piscicultura, el riego y la navegación.

Por otro lado, sobre el río Santo Domingo se encuentra la presa **Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro)**, concluida en 1989 y cuyo vaso se interconecta con el de la presa Presidente Alemán a través del "Tajo de Pescaditos", para formar un almacenamiento común de 13 380 millones de m<sup>3</sup>, que requirió la sobre-elevación en aproximadamente 150 m de la presa Presidente Alemán y de su dique principal, con estas acciones se ha conseguido dar protección a 600,000 habitantes y 200,000 hectáreas.

Los objetivos principales de la presa Cerro de Oro son: el control de avenidas de los ríos Santo Domingo y Tonto, la retención de los azolves que aporta el río Santo Domingo al río Papaloapan, el incremento de la generación de energía eléctrica, mediante la ampliación de la capacidad instalada en la planta hidroeléctrica de la presa Presidente Alemán, y, además, el aprovechamiento del agua para regar terrenos tanto de la margen derecha como de la margen izquierda del río Santo Domingo.

Además de estas dos grandes obras desarrolladas sobre corrientes que alimentan al río Papaloapan en su margen izquierda, se han llevado a cabo otras obras complementarias, con el propósito de aminorar los efectos devastadores que las inundaciones provocan en la zona de estudio, algunas de las más importantes son las siguientes:

- Cortes de rectificación del río Papaloapan denominados Zopelican, Novillero, Tiacojalpan, Otatitlán y Cosamalapan, así como también los del río Tecolapan y San Agustín
- Bordos - Camino, se han construido los de Tuxtepec - Buenavista y Pueblo Nuevo - Chacaltianguis, en las márgenes del Papaloapan, con longitudes de 120 y 50 km respectivamente. Estos Bordos - Camino están dotados con algunas estructuras de compuertas entre las que se mencionan La Peñita, El Pedregal, Oyozontle y Moyota
- Además se han construido bordos perimetrales para protección de algunos poblados que no recibieron los beneficios de los bordos longitudinales del Papaloapan, entre los que se mencionan Santa Teresa, Santa Cruz, Cerro Colorado, Otatitlán, Tiacojalpan, Novillero, Tuxtilla, Moyota - Torno Largo, Chacaltianguis, Carlos A Carrillo, Amatitlán, Salta Barranca y otros
- Por otro lado, sobre el río Papaloapan se han construido numerosos enrocamientos marginales de protección en aquellos sitios en los que la corriente ha amenazado con divagar o erosionar, poniendo en peligro poblaciones, bordos - camino, y otras instalaciones. Entre los lugares protegidos con enrocamientos pueden mencionarse los siguientes: Tuxtepec, San Rosendo, San Bartolo, Toro Bravo, La Isleta, Playa de Vaca, Otatitlán, El pedregal, Tiacojalpan, Saladero, Novillero, La Lima, El Boquerón, Chacaltianguis, Oyozontle, Dos Bocas, Amatitlán, km 88 y otros

Por lo que respecta a las obras de drenaje, son pocas las que se han realizado, existe un dren de 6.7 km en la unidad de riego de Pedras Negras, del distrito de Río Blanco. Para drenar tierras de cultivo aledañas a la ciudad de Río Blanco, se han construido drenes en Chacaltianguis, Boca de Coruña y Las Peñas con longitudes de 600, 530 y 200 mts respectivamente. Existen otras obras de drenaje en la Laguna de La Candelaria, en las inmediaciones de la población de Tiacotalpan, estas obras incluyen un bordo de confinamiento en la laguna de Los Amates para fines de experimentación piscícola.

Las obras anteriormente mencionadas, actualmente se encuentran operando y representan una alternativa que contribuye al esfuerzo por evitar los constantes desbordamientos de los ríos localizados en la parte baja de la cuenca del Papaloapan, pero cabe mencionar que su alcance es limitado, debido a que como ya se menciona anteriormente en el análisis del problema, la gran cantidad de sedimentos que son acarreados por las corrientes desde la zonas altas hasta la zona baja de la cuenca del Papaloapan, reducen significativamente el cauce de las corrientes que drenan esta zona, esto aunado a la baja pendiente del terreno y al régimen pluviométrico, ocasiona que en épocas de lluvias, las corrientes se desborden produciendo grandes daños en la región.

Por otra parte, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a través de la extinta Comisión del Papaloapan, realizó estudios, entre los que destacan, el relativo a un modelo hidráulico físico de la zona en el que se reprodujeron las condiciones del cauce del río Papaloapan desde la confluencia de los ríos Tonto y Santo Domingo hasta su descarga al mar, la planicie de la margen derecha y la laguna de Alvarado. Los resultados obtenidos en los ensayos, llevados a cabo considerando la construcción de cauces de alivio en la margen izquierda del río Papaloapan y el rompimiento de la barra de Alvarado, demostraron baja efectividad en el control de las inundaciones.

A través de la C N A se llevará a cabo los estudios para la actualización del modelo hidráulico en los que se consideren la presa Cerro de Oro y la construcción de un gran canal que recoja los escurrimientos de los ríos San Juan, Tesechoacán y obispo con descarga directa al mar, y/o desazolve periódico del río Papaloapan y sus afluentes, soluciones estas de elevados costos, y cuya viabilidad debe analizarse además de económica y financieramente, en el contexto ecológico de la zona para que los posibles beneficios no sean minimizados por deterioro del delicado medio ambiente de la zona.

## ***JUSTIFICACIÓN***



## JUSTIFICACIÓN

En el desarrollo de este trabajo se propone la construcción de dos presas, cuyos propósitos son: el control de avenidas, el beneficio de extensas áreas de cultivo por medio de riego, y la generación de energía eléctrica en una de ellas.

Esta propuesta surge a raíz del interés que ha despertado, la problemática que afrontan los habitantes del Valle del Papaloapan, ocasionada por los constantes desbordamientos de las principales corrientes de la zona. Teniéndose información de que la infraestructura existente es insuficiente para controlar adecuadamente estos desbordamientos y por otro lado, alternativas que se han presentado como el desazolve constante del río Papaloapan y de sus principales afluentes, representa una solución incosteable y que podría alterar el entorno ecológico. Por tal razón se analizará la factibilidad de la construcción de dos presas, considerando que los riesgos que se corren en esta zona han ido en aumento en los últimos años debido al incremento de la población.

# ***CAPÍTULO I***

## I. ESTUDIOS BÁSICOS

### I.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

La llanura aluvial costera con cotas inferiores a 10 m s n m es una zona de emergencia con relieve plano y pendientes menores de 1% casi uniforme, interrumpida por depresiones y lagunas de extensión y profundidad variable que permanecen inundadas casi todo el año. Estas partes reciben constantes aportes de sedimentos, sobre todo en las grandes avenidas cuando se desbordan los ríos e inundan grandes superficies.

Desde la cota 10 m hasta la cota 100 m que en la parte sureste representa el límite de la zona de estudio, se tiene una topografía con relieve que varía de muy ligeras hasta muy fuertes ondulaciones, con pendientes de 1% hasta más de 20%.

La topografía dominante en estas latitudes es la resultante de efectos erosivos, levantamientos y emergencias y se caracteriza por innumerables lomeríos y lomas de escasa altura, muy ligeramente a moderadamente inclinadas con figuras alargadas de poca anchura para los lomeríos y de redondeadas y encadenadas las lomas. Hay algunas áreas contiguas o intercaladas con lomeríos o lomas de mayor altura, muy inclinadas y separadas por una especie de pequeñas cañadas. Por último, en las riveras de los ríos hay pequeñas superficies con diferente topografía como vegas y terrazas planas, albardones con figura de lomerío y relieve ondulado, meandros en forma de herradura, islas y lechos azolados.

**Fuentes de información topográfica.** El INEGI (Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática) ha efectuado estudios topográficos en toda la República Mexicana, presentados en cartas topográficas a diferentes escalas, eligiendo para este estudio la escala 1:50,000.

## I.2 ESTUDIOS GEOLÓGICOS

### I.2.1 PLANEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

**Información que se requiere.** Una información completa de las condiciones del subsuelo deben incluir los siguientes puntos

- a) Naturaleza del lugar (geología, historia de los rellenos recientes, excavaciones e inundaciones).
- b) Profundidad, espesor y composición de los estratos del suelo y de la roca
- c) Situación del agua subterránea y variaciones de la misma
- d) Propiedades, desde el punto de vista de la ingeniería, de los estratos del suelo y de roca que afecten al comportamiento de la estructura

**Costo.** El costo de una investigación adecuada (incluyendo ensayos de laboratorio) varía entre el 0.5 al 1.0 por ciento del costo total de toda la estructura

### I.2.2 RECONOCIMIENTO

**Estudio Geológico.** Un estudio geológico, no importa lo breve que sea, es muy útil para el planeamiento e interpretación de una investigación completa del suelo. El propósito principal de los estudios geológicos es determinar la naturaleza de los depósitos subyacentes en el lugar de la investigación. Con este estudio se pueden determinar los tipos de suelo y roca que probablemente se encontrarán y seleccionar los mejores métodos para las exploraciones del subsuelo, antes de comenzar las perforaciones, la toma de muestras o los ensayos en obra. La historia geológica puede revelar alteraciones que se han producido, como fallas, inundaciones o erosión que han cambiado el carácter original del suelo o de la roca. También puede indicar la posibilidad de defectos en la roca, como grietas, fisuras, diques, capas intrusivas, simas y cavernas.

**Actividad sísmica potencial.** La actividad sísmica potencial es uno de los factores más importantes en el proyecto de estructuras en muchas regiones del mundo. Los terremotos son generalmente el resultado de deformaciones acumuladas en puntos profundos de la corteza terrestre que llegan a su clímax al liberarse por las grietas o fallas. Los daños que causan los terremotos en las cimentaciones son de dos formas: el desgarramiento directo de las estructuras que yacen sobre la falla y la aceleración de la estructura situada dentro de la zona de movimientos más intenso. Sin embargo, en las áreas más activas y para las estructuras más críticas, es necesaria una evaluación con dos metas. La primera es un estudio geológico de la región para conocer todas las fallas. La segunda meta es un examen de la historia de los terremotos anteriores en la región.

**Fuentes de información geológica.** Se han hecho estudios geológicos de toda la república mexicana, por el I N E G I (Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática) que cuenta con planos a escala 1:250,000, por compañías petroleras, por intereses mineros y por empresas industriales.

**Inspección del lugar.** El examen del lugar y sus áreas adyacentes ofrecerá una información de mucho valor. La topografía, la forma de drenaje y de la erosión, la vegetación y el uso que se le da a la tierra, revelan las condiciones subterráneas, especialmente la estructura y textura del suelo y de la roca.

**Reconocimiento aéreo.** El examen del lugar desde el aire, puede revelar las características topográficas en general y la forma del terreno, el drenaje y la erosión, más eficazmente que la inspección directa en la superficie del terreno. Con un reconocimiento se puede establecer las condiciones probables del suelo en el lugar. Si el lugar resulta inapropiado para la estructura, puede abandonarse sin estudios posteriores.

### 1.2.3 FOTOINTERPRETACIÓN

La interpretación de las fotografías aéreas es la apreciación de las condiciones del subsuelo a través de lo que dichas condiciones ponen de manifiesto en las fotografías aéreas. En muchos casos se puede deducir la secuencia de los estratos del suelo y de roca y algunas veces hasta se pueden estimar ciertas propiedades ingenieriles del suelo por los detalles que se hayan observado.

**Guías para el análisis.** El análisis consiste en la identificación de los rasgos característicos naturales y artificiales y su agrupamiento por relaciones geológicas. Estos rasgos incluyen lo siguiente:

- a) Topografía
- b) Distribución de las corrientes
- c) Detalles de la erosión y de los barrancos
- d) Tonos grises o color
- e) Vegetación
- f) Detalles mínimos topográficos
- g) Cultivos y obras artificiales
- h) Límites naturales y artificiales

### 1.2.4 INVESTIGACIONES EXPLORATORIAS

**Planeamiento del trabajo de exploración.** El propósito de esta investigación es obtener una información exacta de las condiciones del suelo y de la roca en el lugar que se investiga. La profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos, la profundidad de la roca y la profundidad del agua subterránea, además se obtienen datos preliminares de la resistencia y compresibilidad de los estratos para hacer los estimados preliminares de la seguridad y de los asentamientos de la estructura.

**I.2.5 SONDEOS Y TOMA DE MUESTRAS**

Se han desarrollado muchas técnicas de exploración diferentes, pero para nuestro caso se tienen las siguientes:

**Prueba de penetración estándar.** La prueba de penetración estándar (ATM D-1586) es el método más ampliamente usado para las exploraciones de suelos. Consiste en dos etapas: perforación para abrir un agujero en el suelo y tomar muestras en seco.

**Sondeos rotatorios.** Cuando al sondear un suelo se encuentra un material tan duro que la resistencia a penetración excede de 100 golpes en la prueba estándar, es difícil o imposible continuar. A esta resistencia se le llama rechazo y es indicación de suelo muy compacto, boleo o roca.

El sondeo rotatorio se usa para perforar esos materiales duros y determinar si lo que indica el rechazo era una lente dura, un boleo asentado sobre material blando o una roca sana.

### I.3 ESTUDIOS AGROLÓGICOS

#### I.3.1 SUELOS

##### I.3.1.1 Descripción General

Se seleccionó el área que tiene mayores posibilidades de ser beneficiada con las obras que se están proponiendo en el desarrollo de este trabajo, esta área se encuentra ubicada en las partes bajas de la cuenca, con cotas inferiores a 50 m s n m , por esta razón las principales geoformas encontradas son en las partes planas, grandes llanuras aluviales con pocas o grandes aportaciones de sedimentos y que corresponden a las zonas de inundación, terrazas aluviales contiguas a los cauces de los grandes ríos, pequeños y grandes albardones formados por acumulación y movimientos de tierra de grandes avenidas con relieve de lomeros más o menos continuos, meandros y brazos de río en forma de herradura y lechos recientes azolvados

En las partes casi planas o ligeramente onduladas localizadas en un plano un poco más alto que la zona anterior y que reciben menos sedimentos, pues se inundan sólo cuando se forman crecidas que azotan la cuenca, se identifican dos tipos de geoformas, por un lado, lomas o lomeros de pequeña altura continuos o aislados, ubicados en la mayor parte del límite sur y margen derecha del río San Juan, por otro lado, una zona de innumerables pequeños ondulamientos con gran cantidad de pequeñas depresiones cerradas y aisladas, generalmente con superficie menor a una hectárea, aunque las hay de mayor superficie, ubicada entre las márgenes de los ríos Tesechoacan y San Juan, al norte de Villa Isla, Veracruz. Estas depresiones se formaron posiblemente por asentamientos de las masas gravosas del subsuelo

Por último, existen áreas de relieve ondulado y muy ondulado, el primero con drenaje dendrítico o subdendrítico, se encuentra en el límite este, en las estribaciones de la sierra de los Tuxtles y el segundo en el área de Loma Bonita, Ver., con drenaje lagunado y con gran número de cerritos o lomas aisladas y concatenadas, formadas como consecuencia de un antiguo estado erosional de grado avanzado



### 1.3.1.2 Grandes Grupos de Suelos

Para definir en forma general el origen, modo de formación y algunas características de los suelos, se utilizó el sistema de clasificación de Grandes Grupos de **FAO/UNESCO**. A continuación se registra la descripción de cada uno de los grandes grupos de suelos identificados en la zona

#### 1.3.1.2.1 Fluvisoles éutricos (Je) y Fluvisoles gléyicos (Jg)

Suelos recientes, originados de depósitos de materiales diversos que fueron acarreados por las corrientes. La profundidad es mayor de 200 cm, de color café (10 YR 5/3) en seco y café grisáceo oscuro (10 YR 4/2) en húmedo, de textura superficial franca, franco limosa, franco arcillo-limosa y arcilla limosa, en el subsuelo varían de gruesas a finas pero casi siempre con importante contenido de limo, de buena permeabilidad, pero el relieve plano con pendientes menores de 1% provoca que se inunden por periodos breves como consecuencia de avenidas extraordinarias de los ríos, falta de control de avenidas y salidas insuficientes hacia el mar. El nivel freático se observa a diferentes niveles en los primeros 3 m de suelo, según la época del año y la proximidad a los ríos, áreas inundables y lagunetas, la reacción varía de ligeramente alcalina a ligeramente ácida y no tienen problemas de sales. En las inmediaciones de los cauces de los ríos **Tesechoacán** y **San Juan**, existen áreas de relieve ligeramente ondulado y ondulado formados por erosión, deposición y movimientos de tierras al desbordarse los ríos. De acuerdo al sistema **FAO** se clasifican como **Fluvisoles éutricos** los que no muestran ningún horizonte de diagnóstico y como **Fluvisoles gléyicos** los que muestran señales marcadas de hidromorfismo en alguna parte del perfil.

El uso actual es agrícola y ganadero, aprovechándose gran parte de estos suelos en estas actividades, los cultivos principales son pastos inducidos como Guinea, Pangola, Estrella de África, Pará y Alemán, caña de azúcar, mango, plátano, maíz y frijol. El resto de la superficie lo ocupan lagunas y acahuales de diferentes edades así como pequeños manchones de selva mediana perennifolia.

Los factores que limitan el uso de estos suelos son inundación, drenaje superficial, permeabilidad y relieve y se clasifican de primera, segunda y tercera clases para fines de agricultura de riego

#### I.3.1.2.2. Andosoles mólicos (Tm)

Estos son suelos recientes de formación mixta (insitu y aluviales) originados por materiales vítricos y cenizas de la formación geológica localmente conocida como "Tierra Colorada" que son aluviones compuestos por arenas, limos y arcillas, de color rojizo con intrusiones de grava mezclada o en capas de uno o varios metros de espesor, locales o muy extendidas, compuestas principalmente de cuarzo y gneiss. En general los primeros horizontes del perfil presentan baja densidad aparente y no sobrepasan el valor de 1.0 gr/cm<sup>3</sup> considerando que el material arenoso es vítrico, por lo tanto, se clasifican dentro del Gran Grupo de los Andosoles. Se localizan en la margen derecha del río San Juan, y tienen geoforma de partes planas, de lomas pequeñas muy extendidas, lomeríos continuos alargados de poca altura y algunas afloraciones de areniscas formando pequeñas mesetas, el relieve es casi plano ligeramente ondulado y ondulado con pendientes menores de 8%. En algunas áreas aflora la formación Tierra Colorada pero, en general, este material subyace a los demás materiales identificados.

Los suelos son profundos aunque la mencionada masa gravosa en ocasiones se presenta a partir de los 75 cm de profundidad, pero como la grava se encuentra empacada en suelo, las raíces pueden penetrar, las texturas en el perfil son gruesas, y medias con buena o moderadamente rápida permeabilidad y drenaje natural de ligeramente a fuertemente excesivo por las pendientes. El riesgo de erosión es bajo y adquiere importancia sólo en caso de que el terreno se deje descubierto durante las lluvias lo cual no sucede por el rápido desarrollo de la maleza al inicio de las aguas.

El uso actual es agrícola de temporal, pecuario y algunas partes con selva. El cultivo principal en la zona es la caña de azúcar ya que el área corresponde en parte a las zonas de abastecimiento de los ingenios San Francisco Naranjal y San Pedro en la población de Lerdo y el ingenio Cuatolotlapan en San Juan Díaz Covarrubias, en pequeña escala se cultiva maíz y frijol. Se explota ganado bovino en su modalidad principal de cría y engorda el cual se mantiene con pastos nativos y mejorados como Guinea, Pangola y Estrella de África que se pastorean directamente.

Las propiedades que limitan el uso de estos suelos son: relieve, pendiente, textura gruesa superficial y permeabilidad ligeramente rápida. Se clasifican como de primera, segunda, tercera y sexta clases para fines de riego.

#### **I.3.1.2.3 Cambisoles éutricos (Be)**

Los suelos de este gran grupo se originaron del aluvión del Cuaternario conocido como formación "Tierra Colorada" mencionada en la discusión del Gran Grupo anterior, su modo de formación se considera *in situ* con algunas aportaciones aluviales en las partes bajas de las lomas, lomenos y en las pequeñas depresiones. Se localizan entre los ríos San Juan y Tesechoacán colindando con los Fluvisoles de las márgenes de estos ríos así como en las partes altas contiguas a la margen izquierda del río Tesechoacán, ambas zonas muestran dos diferentes tipos de drenaje, uno dentrítico formado por lomeríos alargados y continuos de poca altura y anchura y el otro donde el drenaje es lagunado con geoformas de ligeras depresiones y lomas extendidas de poca altura en la zona de Isla y de Cernitos y lomas concatenadas de mayor altura, conformado posiblemente por un antiguo estado erosional avanzado, en tanto que el lagunado ocurrió por asentamientos de la masa gravosa.

Los suelos son profundos a moderadamente profundos pues la masa gravosa se encuentra, en ocasiones, a partir de los 60 cm de profundidad, predominan en el perfil las texturas media con algún estrato de gruesas, con buena o moderadamente rápida permeabilidad, drenaje

superficial de ligeramente a fuertemente excesivo por la topografía. El riesgo de erosión es alto cuando se establecen cultivos de escárda, principalmente en las áreas de relieve ondulado o muy ondulado. El relieve es ligeramente ondulado a muy ondulado con pendiente de 2 a 15%.

El uso actual es principalmente a base de pastizales nativos y mejorados como Guinea, Estrella de África y Pangola, en menor escala se cultiva piña y maíz. La ganadería se practica de manera semi-intensiva en ranchos medianos grandes donde han sabido utilizar el terreno con un satisfactorio manejo del pasto y el suelo, aunque los terrenos ligeramente ondulados podrían tener una mayor rentabilidad estableciendo cultivos como la piña.

Las características que demeritan el suelo en orden de importancia son: pendiente, relieve, espesor del suelo, rocosidad e inundación, se clasificaron por lo mismo, como de segunda, tercera y sexta clases para fines de riego. Debido a la topografía ondulada y a la predominancia de texturas medias sería aconsejable el establecimiento del riego por aspersion particularmente para cultivos de alta densidad económica como la piña.

#### 1.3.1.2.4 Vertisoles pélicos (Vp)

Suelos originados de rocas sedimentarias de desarrollo *in situ* y algunas aportaciones aluviales, muestran una geoforma casi plana y con ligeros ondulamientos y pendientes menores de 3%, con drenaje superficial de ligera a moderadamente deficiente, se localizan dentro y en los alrededores de la zona de abastecimiento de caña de azúcar del Ingenio Cuatotolapan en San Juan Díaz Covarrubias.

Son profundos a medianamente profundos, de texturas finas en todo el perfil, de color negro cafésáceo y permeabilidad moderadamente lenta. Las características que restringen su uso son: textura fina superficial, permeabilidad moderadamente lenta, relieve ligeramente ondulado, espesor del suelo moderadamente profundo y pocos afloramientos rocosos.

El principal uso actual es agrícola de temporal con caña de azúcar y algunas áreas con selva que se están desmontando para establecer más caña y pastizales

#### **I.3.1.2.5 Acrisoles órticos (Ao)**

Los suelos se han clasificado como Acrisoles considerando que el horizonte B argilúvico se formó por alteraciones del material de origen subyacente, además de que el porcentaje de saturación de bases es menor de 50 cm en todos los horizontes. Se originaron de la formación geológica "Tierra Colorada" con texturas finas en el subsuelo, medias superficiales y estratos gravosos abajo de 150 cm. Ocupan partes altas que no sufren inundaciones, con geoformas de ligeros ondulamientos hasta lomas y lomeríos con drenaje subdentrítico.

El relieve es ligeramente ondulado y ondulado y se localizan en las áreas de Loma Bonita y Dobladero.

Son profundos con más de 150 cm de espesor, de colores rojizos en el perfil, con drenaje ligeramente y moderadamente excesivo y reacción ligeramente ácida y ligeramente alcalina.

Las limitantes de estos suelos para la actividad agrícola son, en orden de importancia: relieve, pendiente, riesgo de erosión y permeabilidad moderadamente lenta. Se clasificaron en segunda y tercera clases por relieve, pendientes menores de 6% y riesgo de erosión. La baja fertilidad que pudieran presentar se puede subsanar con fertilizaciones y de hecho se sabe que en la región se obtienen buenos rendimientos de los cultivos desarrollados en estos suelos.

Actualmente se encuentran ocupados por pastizales, agricultura de temporal y pequeñas áreas de selva. Los cultivos son piña, mango y pastizales.

**I.3.1.2.6 Gleisoles éutricos (Ge)**

Los suelos de esta unidad permanecen inundados o saturados durante la mayor parte del año, se localizan cerca de las confluencias de los ríos Obispo, Tesechoacán y San Juan con el Papaloapan que son las partes más bajas de la zona de estudio y están en proyecto de recuperarse encauzando los ríos por medio de bordos. Se originaron de diversos materiales depositados por los ríos, de edad reciente.

Los terrenos son planos con ligero microrrelieve y pendientes menores de 1%. La profundidad es mayor de 2 m, de texturas finas y medias con drenaje muy deficiente por la escasa pendiente y cercanía a los causes que se traducen en encharcamientos, el problema se agudiza por los grandes volúmenes escurridos que se concentran en esta zona debido al deficiente escumamiento de las aguas hacia el Golfo.

Las propiedades que demeritan el suelo son las inundaciones y muy deficiente drenaje superficial resultado de la conjunción de varios factores como excesos de lluvias en ciertos periodos, escasa pendiente hacia el mar y posiblemente la presencia de un estrato impermeable abajo de los 2 m. Se detecta en los suelos por manchas grises y rojizas opacas, o solo gris, cuando hay permanentemente manto friático elevado.

**I.3.1.3 Uso del Suelo**

El uso actual del suelo permite conocer la superficie que ocupa cada uno de los cultivos que se explotan en el área, áreas inaprovechadas o que no se pueden aprovechar y se relaciona con las actividades específicas económicas y sociales de la población. Se describirán los usos del suelo en forma general.

La mayor parte del área estudiada se encuentra desmontada y se aprovecha actualmente con actividades agropecuarias excepto algunas áreas, por efectos de inundaciones, encharcamientos, áreas muy onduladas, afloramientos rocosos y otras causas, principalmente en la margen derecha del río San Juan. Las zonas más bajas que permanecen inundadas casi todo el año tienen vegetación hidrófila de estrato herbáceo. En los otros casos los vestigios de vegetación primaria son de selva alta y mediana perennifolia. Los desmontes para sembrar caña de azúcar se localizan en la zona de abasto del Ingenio Cuatutolapan.

Las explotaciones que ocupan la mayor superficie corresponde a pastizales inducidos y nativos, éstos en pequeña escala, entre los pastos inducidos están el Guinea, Pangola, Estrella de África, Elefante, Jaragua, Pará y Alemán. Como es lógico se utilizan para la alimentación del ganado bovino bajo el sistema de cría y engorda de libre pastoreo y grado de intensidad variable, con un índice estimado de una o dos cabezas por hectárea. Este índice es más bajo cuando tienen pastos nativos como gramas (*Paspalum Sp.*) grama amarga (*Axonopus compressus*), zacate llanero (*Sporobolus indicus*) y otros.

La caña de azúcar se encuentra establecida dentro del estudio y cubre áreas de abasto de 4 ingenios, a saber: 10 000Ha para San Cristóbal, 6 600Ha para San Francisco Naranjal, 17 500Ha para San Pedro y 12 500 ha para Cuatutolapan.

## I.4. ESTUDIOS SOCIOECONÓMICOS

## I.4.1 POBLACIÓN TOTAL Y TENDENCIAS DE CRECIMIENTO

El Censo General de Población y Vivienda de 1990 registro en el Estado de Veracruz un total de 6'228.239 habitantes, de los cuales 3'077.427 son hombres y 3'150.812 mujeres. Para el Estado de Oaxaca un total de 3'019.560 habitantes, 1'477.438 son hombres y 1'542.122 mujeres.

El crecimiento en el Estado de Veracruz ha sido considerable, si tomamos en cuenta que de 1930 a 1990 el monto de la población aumento 4.5 veces y durante el periodo 1970-1990 se experimento un crecimiento anual promedio de 2.4. Esta situación ha colocado al Estado en tercer lugar nacional en lo tocante a volumen de población. El crecimiento en el Estado de Oaxaca indica una tasa de crecimiento media anual de 2.5% lo cual el ritmo de crecimiento de la población es relativamente lento hasta 1980, en tanto que para 1990 se aprecia un mayor dinamismo ( Ver Cuadro I.4.1 )

CUADRO I.4.1

## EVOLUCIÓN DE LA POBLACIÓN DE 1930 A 1990

ESTADO	1930	1940	1950	1960	1970	1980	1990
VERACRUZ	1,377,293	1,619,338	2,040,231	2,727,899	3,815,422	5,387,680	6,228,239
OAXACA	1,084,549	1,192,794	1,421,313	1,727,266	2,015,424	2,369,076	3,019,560

FUENTE: CENSOS GENERALES DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1930 A 1990 ( I. N. E. G. I )



#### I.4.2 DISTRIBUCIÓN GEOGRÁFICA

Los resultados muestran que los municipios con mayor población son San Juan Bautista Tuxtepec en Oaxaca y Cosamaloapan en Veracruz donde reside 3.7% y 1.2% respectivamente de la población estatal. No se registra así el fenómeno de alta concentración demográfica, lo cual se verifica también considerando que las ocho localidades más pobladas participan en conjunto con 12.4% del total de la población de la zona de estudio ( Ver Cuadro I.4.2.1 )

Se observa por otra parte una considerable dispersión de población en localidades con menos de mil habitantes, que conforman 95.9% y 93.1% del total de localidades y donde reside 32.7% y 41.25% de la población del Estado de Veracruz y Oaxaca respectivamente. Con un total de 17,390 y 7,210 localidades, de las cuales 98.6% y 98.1% son rurales (de 1 a 2,499 habitantes) y sólo 1.4% y 1.9% son localidades urbanas (de 2,500 habitantes o más) en el Estado de Veracruz y Oaxaca.

Por otro lado, se observó también que en localidades de 15,000 habitantes o más, que representa 0.2% del total para Veracruz y Oaxaca, reside casi el 39.2% y 20% de la población total, mientras que el 41.3% y 56.8% de éstas habita en localidades menores de 2,000 habitantes respectivamente ( Ver Cuadro I.4.2.2 )

#### I.4.3 CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN

El crecimiento de la población en el Estado de Veracruz y Oaxaca es similar al registrado a nivel nacional, pero por municipio el crecimiento es muy heterogéneo. San Juan Bautista Tuxtepec en Oaxaca y Acayucán e Isla en Veracruz presentan las tasas de crecimiento más altas, 4.4, 3.5 y 3.4 respectivamente. Por otro lado tenemos el municipio de Tuxtilla en Veracruz donde la población decreció respecto a la de 1970 con 0.1% ( Ver Cuadro I.4.3 )

CUADRO I.4.2.1

DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN POR MUNICIPIO, 1970-1990				
MUNICIPIO	AÑOS			
	1970		1990	
	ABS.	REL.	ABS.	REL.
<b>VERACRUZ</b>	<b>3,815,422</b>	<b>100.00</b>	<b>6,228,238</b>	<b>100.00</b>
ACAYUCÁN	34,843	0 91	70,059	1 12
ACULA	4,479	0 12	4,934	0 08
ALVARADO	32,857	0 86	49,040	0 79
AMATITLÁN	5,589	0 15	7,287	0 12
ÁNGEL R. CABADA	19,562	0 51	33,731	0 54
COSAMALOAPAN	72,653	1 90	76,755	1 23
CHACALTIANGUIS	9,844	0 26	12,029	0 19
HUEYAPAN DE OCAMPO	24,638	0 65	38,272	0 61
ISLA	15,790	0 41	31,298	0 50
IXMATLAHUACÁN	5,105	0 13	6,158	0 10
JUAN RODRÍGUEZ CLARA	17,522	0 46	33,378	0 54
LERDO DE TEJADA	13,324	0 35	20,512	0 33
OTATITLÁN	4,836	0 13	5,415	0 09
PLAYA VICENTE	34,873	0 91	49,570	0 80
SALTABARRANCA	4,312	0 11	6,192	0 10
SAN JUAN EVANGELISTA	24,514	0 64	33,117	0 53
TLACOJALPÁN	4,119	0 11	4,573	0 07
TLACOTALPÁN	13,528	0 35	15,896	0 26
TUXTILLA	2,265	0 06	2,235	0 04
<b>OAXACA</b>	<b>2,015,424</b>	<b>100.00</b>	<b>3,016,560</b>	<b>100.00</b>
LOMA BONITA	23,088	1 15	41,926	1 39
SAN JOSÉ CHILTEPEC	5,488	0 27	9,190	0 30
SAN JUAN BAUTISTA TUXTEPEC	46,509	2 31	110,136	3 65
SAN JUAN COTZOCON	13,826	0 69	21,192	0 70
SAN JUAN LALANA	9,421	0 47	13,838	0 46
SANTA MARÍA JACATEPEC	4,941	0 25	8,111	0 27
SANTIAGO JOCOTEPEC	5,787	0 29	10,618	0 35
SANTIAGO YAVEO	6,051	0 30	6,952	0 23

FUENTE: CENSOS GENERALES DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1970-1990 (I.N.E.G.I.)

CUADRO I.4.2.2

DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN Y LOCALIDADES SEGUN SU TAMAÑO, 1990						
TAMAÑO DE LA LOCALIDAD			NUMERO DE LOCALIDADES		POBLACIÓN	
			ABS.	REL.	ABS.	REL.
VERACRUZ			17,390	100.00	6,228,239	100.00
1 -	99	HABITANTES	11 191	64 35	236,001	3.79
100 -	499	HABITANTES	4 440	25 53	1,078,342	17.31
500 -	999	HABITANTES	1,052	6 05	722,179	11.60
1 000 -	1 999	HABITANTES	398	2 29	534 780	8.59
2 000 -	2 499	HABITANTES	69	0 40	155 211	2.49
2 500 -	4 999	HABITANTES	120	0 69	411,794	6.61
5 000 -	9 999	HABITANTES	57	0 33	396 824	6.37
10 000 -	14 999	HABITANTES	21	0 12	254 437	4.09
15 000 -	19 999	HABITANTES	8	0 05	147 586	2.37
20 000 -	49 999	HABITANTES	25	0 14	766 062	12.30
50 000 -	99 999	HABITANTES	1	0 00	69 224	1.11
100 000 -	499 999	HABITANTES	8	0 05	1,455,799	23.37
OAXACA			7,210	100.00	3,019,560	100.00
1 -	99	HABITANTES	3 416	47 38	112 346	3 72
100 -	499	HABITANTES	2 539	35 21	620,364	20 54
500 -	999	HABITANTES	728	10 10	510 712	16 91
1 000 -	1 999	HABITANTES	342	4 74	471,780	15 62
2 000 -	2 499	HABITANTES	51	0 71	113,055	3 74
2 500 -	4 999	HABITANTES	80	1 11	274,021	9 07
5 000 -	9 999	HABITANTES	38	0 53	2,703,180	89 52
10 000 -	14 999	HABITANTES	4	0 06	44,986	1 49
15 000 -	19 999	HABITANTES	2	0 03	39,510	1 31
20 000 -	49 999	HABITANTES	6	0 08	171,540	5 68
50 000 -	99 999	HABITANTES	3	0 04	178,110	5 90
100 000 -	499 999	HABITANTES	1	0 01	212,818	7 05

FUENTE: CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 I N E G I

CUADRO 1.4.3

TASAS DE CRECIMIENTO POR MUNICIPIO, 1970-1990	
MUNICIPIO	TASAS
<b>VERACRUZ</b>	<b>2.40</b>
ACAYUCÁN	3 50
ACULÁ	0 50
ALVARADO	2 00
AMATITLÁN	1 30
ÁNGEL R. CABADA	2 70
COSAMALCAPAN	0 30
CHACALTIANGUIS	1 00
HUEYAPAN DE OCAMPO	2 20
ISLA	3 40
IXMATLAHUACAN	0 90
JUAN RODRÍGUEZ CLARA	3 20
LERDO DE TEJADA	2 10
OTATITLÁN	0 50
PLAYA VICENTE	1 70
SALTABARRANCA	1 70
SAN JUAN EVANGELISTA	1 50
TLACOJALPAN	0 50
TLACOTALPAN	0 80
TUXTILLA	-0 10
<b>OAXACA</b>	<b>2.04</b>
LOMA BONITA	3 03
SAN JOSÉ CHILTEPEC	2 61
SAN JUAN BAUTISTA TUXTEPEC	4 41
SAN JUAN COTZOCON	2 16
SAN JUAN LALANA	1 94
SANTA MARÍA JACATEPEC	2 51
SANTIAGO JOCOTEPEC	3 08
SANTIAGO YAVERO	0 70

FUENTE CENSOS GENERALES DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1970 - 1990 I. N. E. G. I.

**1.4.4 COMPOSICIÓN POR EDAD Y SEXO**

La estructura por edad de la población del Estado de Veracruz y Oaxaca puede considerarse de "joven", de acuerdo a los volúmenes registrados en los grupos de 0 a 14 años que representan 38.5% y 42.6% y en 65 años y más 4.2% y 4.7% respectivamente.

No obstante lo anterior, el primer grupo de edad, de 0 a 4 años, tiene un porcentaje menor que los dos grupos quinquenales siguientes, lo que muestra el inicio de una tendencia de envejecimiento de la estructura demográfica de la zona de estudio. ( Ver Cuadro 1.4.4.1 )

Se confirma que la población es joven con la edad mediana de 19 y 18 años en el Estado de Veracruz y Oaxaca respectivamente. La mayor edad mediana registrada es de 24 años en el municipio de Tuxtilla, Veracruz y la menor de 14 años en Santiago Jocotepec, Oaxaca. ( Ver Cuadro 1.4.4.2 )

En cuanto a la composición por sexo, 50.6% y 51.1% corresponde a la población femenina de Veracruz y Oaxaca, superior ligeramente a la masculina de 49.4% y 48.9% respectivamente. ( Ver Cuadro 1.4.4.1 )

CUADRO I.4.4.1

ESTRUCTURA DE LA POBLACIÓN POR GRUPOS DE EDAD Y SEXO, 1990						
GRUPO DE EDAD	TOTAL		SEXO			
	ABS.	REL.	HOMBRES		MUJERES	
EDAD	ABS.	REL.	ABS.	REL.	ABS.	REL.
<b>VERACRUZ</b>	<b>6,228,239</b>	<b>100.00</b>	<b>3,077,427</b>	<b>49.41</b>	<b>3,150,812</b>	<b>50.59</b>
0 - 4 AÑOS	777 420	12.48	393,484	6.32	383,936	6.16
5 - 9 AÑOS	621 633	13.19	416 819	6.69	404 814	6.50
10 - 14 AÑOS	766 638	12.48	401 438	6.45	364 600	5.33
15 - 19 AÑOS	715,415	11.49	356,386	5.72	359,029	5.76
20 - 24 AÑOS	589 326	9.46	284 723	4.57	304 603	4.89
25 - 29 AÑOS	485 425	7.79	233 676	3.75	251 749	4.04
30 - 34 AÑOS	405 322	6.51	195 773	3.14	209 549	3.36
35 - 39 AÑOS	361 668	5.81	174 334	2.80	187 334	3.01
40 - 44 AÑOS	276 466	4.44	135 545	2.18	140 921	2.26
45 - 49 AÑOS	240 187	3.86	118 069	1.90	122 118	1.96
50 - 54 AÑOS	194 181	3.12	95 161	1.53	99 020	1.59
55 - 59 AÑOS	152 200	2.44	74 293	1.19	77 907	1.25
60 - 64 AÑOS	127 548	2.05	61 852	0.99	65 696	1.05
65 - 69 AÑOS	90 139	1.45	43 651	0.70	46 448	0.75
70 - 74 AÑOS	63 720	1.02	30 885	0.50	32 835	0.53
75 - 79 AÑOS	44 526	0.71	21 258	0.34	23 268	0.37
80 - 84 AÑOS	29 753	0.48	13 525	0.22	16 228	0.26
85 - 89 AÑOS	16 879	0.27	7 679	0.12	9 200	0.15
90 - 94 AÑOS	7 843	0.13	3 421	0.05	4 422	0.07
95 - 99 AÑOS	3 614	0.06	1 521	0.02	2 093	0.03
100 Y MAS	2 385	0.04	925	0.01	1 464	0.02
<b>NO ESPECIFICADO</b>	<b>26 647</b>	<b>0.43</b>	<b>12 959</b>	<b>0.21</b>	<b>13 678</b>	<b>0.22</b>
<b>OAXACA</b>	<b>3,019,560</b>	<b>100.00</b>	<b>1,477,438</b>	<b>48.93</b>	<b>1,542,122</b>	<b>51.07</b>
0 - 4 AÑOS	410 741	13.60	207 210	6.85	203 531	6.74
5 - 9 AÑOS	452,387	14.98	228 078	7.55	224 309	7.43
10 - 14 AÑOS	422 710	14.00	214 416	7.10	208 294	6.90
15 - 19 AÑOS	324 057	10.73	159 459	5.28	164 598	5.45
20 - 24 AÑOS	245 537	8.13	115 625	3.83	129 912	4.30
25 - 29 AÑOS	205 135	6.79	95 952	3.18	109 174	3.62
30 - 34 AÑOS	174 609	5.78	82 811	2.74	91 798	3.04
35 - 39 AÑOS	158 367	5.24	74 828	2.48	83 539	2.77
40 - 44 AÑOS	122 750	4.07	58 580	1.94	64 170	2.13
45 - 49 AÑOS	114 456	3.79	54 594	1.81	59 862	1.98
50 - 54 AÑOS	93 382	3.09	44 627	1.48	48 755	1.61
55 - 59 AÑOS	77 251	2.56	37 054	1.23	40 187	1.33
60 - 64 AÑOS	68 702	2.28	33 329	1.10	35 373	1.17
65 - 69 AÑOS	48 631	1.61	23 557	0.78	25 064	0.83
70 - 74 AÑOS	35 881	1.19	17 231	0.57	18 650	0.62
75 - 79 AÑOS	24 056	0.80	11 640	0.39	12 416	0.41
80 - 84 AÑOS	17 595	0.58	7 929	0.26	9 666	0.32
85 - 89 AÑOS	9 700	0.32	4 452	0.15	5 248	0.17
90 - 94 AÑOS	4 323	0.14	1 849	0.06	2 474	0.08
95 - 99 AÑOS	1 879	0.06	732	0.02	1 147	0.04
100 Y MAS	1 070	0.04	433	0.01	637	0.02
<b>NO ESPECIFICADO</b>	<b>6 340</b>	<b>0.21</b>	<b>3 022</b>	<b>0.10</b>	<b>3 318</b>	<b>0.11</b>

FUENTE: CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 (INEGI)

CUADRO 1.4.4.2

ESTRUCTURA PORCENTUAL DE LA POBLACIÓN SEGÚN GRANDES GRUPOS DE EDAD, Y EDAD MEDIANA, POR MUNICIPIO, 1990				
MUNICIPIO	GRUPOS DE EDAD			
	0 - 14	15 - 64	65 Y MAS	EDAD MEDIANA
<b>VERACRUZ</b>	<b>38.50</b>	<b>57.10</b>	<b>4.20</b>	<b>19</b>
ACAYUCAN	40 40	56 50	3 20	18
ACULA	35 10	58 80	5 90	20
ALVARADO	33 70	61 50	4 70	21
AMATITLÁN	33 60	60 40	5 90	22
ÁNGEL R. CABADA	36 60	58 80	4 60	20
COSAMALOAPAN	34 20	61 00	4 70	22
CHACALTIANGUIS	36 60	57 50	5 80	20
HUEYAPAN DE OCAMPO	40 90	55 00	4 00	18
ISLA	40 30	55 80	3 70	18
IXMATLAHUACAN	35 20	60 50	4 20	20
JUAN RODRÍGUEZ CLARA	40 20	55 80	3 90	18
LERDO DE TEJADA	32 50	62 70	4 60	22
QTATITLÁN	34 90	59 00	6 00	21
PLAYA VICENTE	44 10	52 40	3 40	17
SALTABARRANCA	34 90	60 50	4 60	21
SAN JUAN EVANGELISTA	42 90	53 00	3 90	17
TLACOTALPAN	36 40	56 90	6 50	21
TLACOTALPAN	32 40	61 50	6 00	22
TUXTILLA	31 70	60 10	8 10	24
<b>OAXACA</b>	<b>42.60</b>	<b>52.50</b>	<b>4.70</b>	<b>18</b>
LOMA BONITA	40 60	54 80	3 80	18
SAN JOSÉ CHILTEPEC	43 20	53 20	3 70	17
SAN JUAN BAUTISTA TUXTEPEC	39 40	56 70	3 30	19
SAN JUAN COTZOCON	46 80	49 80	3 30	16
SAN JUAN LALANA	46 90	49 90	3 10	16
SANTA MARÍA JACATEPEC	46 10	50 30	3 60	16
SANTIAGO JOCOTEPEC	50 30	48 10	2 80	14
SANTIAGO YAVERO	46 50	50 10	3 30	16

FUENTE: CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 I N E G I

NOTA: LA SUMA DE LOS PORCENTAJES NO DA EL 100% DEBIDO A QUE NO SE INCLuye EL NO ESPECIFICADO.

#### I.4.5 MIGRACIÓN

Los resultados permiten conocer, del total de residentes, tanto a los que nacieron fuera del Estado como a los que no vivían en él cinco años antes. De esta forma se tiene que 9.4% y 5.6% de la población no era nativa de Veracruz y Oaxaca respectivamente ( Ver Cuadro I.4.5.1 ), mientras que en 1985, 3.1% y 2.9% de la población de 5 años y más de Veracruz y Oaxaca no residía en ella ( Ver Cuadro I.4.5.3 )

De la población no nativa, las principales entidades de procedencia son en Veracruz de Oaxaca, Puebla y Distrito Federal y en Oaxaca de Veracruz, Distrito Federal y Chiapas ( Ver Cuadro I.4.5.1 ) Por otro lado, para la población que residía fuera de la entidad en 1985, en Veracruz se tiene que procedían principalmente del Distrito Federal, Oaxaca y Puebla y para Oaxaca del Distrito Federal, Veracruz y Estado de México ( Ver Cuadro I.4.5.3 )

A nivel municipal, los mayores porcentajes de no nativos se observan en San Juan Bautista Tuxtepec con 12.9% y Loma Bonita con 6.5% ambos de Oaxaca ( Ver Cuadro I.4.5.2 ) De la misma manera los municipios con mayor participación de residentes fuera de la entidad en 1985 son los mismos anteriormente con 9.5% y 3.4% respectivamente ( Ver Cuadro I.4.5.4 )



CUADRO I.4.5.1

DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN NO NATIVA EN LA ENTIDAD SEGÚN LUGAR DE NACIMIENTO, 1990		
ENTIDAD DE NACIMIENTO	POBLACIÓN	
	ABS.	REL.
<b>VERACRUZ</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>587,684</b>	<b>100.00</b>
OAXACA	118,319	20 13
PUEBLA	104,524	17 79
DISTRITO FEDERAL	68,051	11 58
TAMAULIPAS	52,269	8 89
TABASCO	44,361	7 55
CHIAPAS	38,022	6 47
OTROS ESTADOS	158,119	26 91
OTRO PAÍS	4,019	0 68
<b>OAXACA</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>169,452</b>	<b>100.00</b>
VERACRUZ	62,599	36 94
DISTRITO FEDERAL	29,515	17 42
CHIAPAS	14,873	8 78
PUEBLA	12,617	7 45
ESTADO DE MEXICO	11,496	6 78
OTROS ESTADOS	36,849	21 80
OTRO PAÍS	1,403	0 83

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 I N E G I.

CUADRO I.4.5.2

POBLACIÓN NO NATIVA EN LA ENTIDAD POR MUNICIPIO, 1990		
MUNICIPIO	POBLACIÓN NO NATIVA	
	ABS.	REL.
<b>VERACRUZ</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>587,684</b>	<b>100.00</b>
ACAYUCÁN	5,431	0.92
ACULÁ	54	0.00
ALVARADO	2,789	0.47
AMATITLÁN	176	0.03
ÁNGEL R. CABADA	846	0.14
COSAMALOAPAN	7,297	1.24
CHACALTIANGUIS	661	0.11
HUEYAPAN DE OCAMPO	919	0.16
ISLA	2,558	0.44
IXMATLAHUACÁN	212	0.04
JUAN RODRIGUEZ CLARA	3,224	0.55
LERDO DE TEJADA	997	0.17
OTATITLÁN	567	0.10
PLAYA VICENTE	6,198	1.05
SALTABARRANCA	74	0.01
SAN JUAN EVANGELISTA	1,966	0.33
TLACOJALPÁN	397	0.07
TLACOTALPÁN	457	0.08
TUXTILLA	101	0.02
<b>OAXACA</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>169,452</b>	<b>100.00</b>
LOMA BONITA	11,025	6.51
SAN JOSE CHILTEPEC	422	0.25
SAN JUAN BAUTISTA TUXTEPEC	21,813	12.87
SAN JUAN COTZOCON	2,673	1.58
SAN JUAN LALANA	240	0.14
SANTA MARÍA JACATEPEC	356	0.21
SANTIAGO JOCOTEPEC	128	0.08
SANTIAGO YAVEO	1,394	0.82

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 I.N.E.G.I.

CUADRO I.4.5.3

DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN DE 5 AÑOS Y MÁS QUE EN 1985 RESIDÍA FUERA DE LA ENTIDAD, SEGÚN LUGAR DE RESIDENCIA, 1990		
ENTIDAD DE PROCEDENCIA	POBLACIÓN	
	ABS.	REL.
<b>VERACRUZ</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>165,767</b>	<b>100.00</b>
DISTRITO FEDERAL	34,876	21.04
OAXACA	25,962	15.66
PUEBLA	20,759	12.52
ESTADO DE MÉXICO	13,988	8.44
TAMAULIPAS	12,295	7.42
TABASCO	11,544	6.96
OTROS ESTADOS	44,500	26.84
OTRO PAÍS	1,843	1.11
<b>OAXACA</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>75,683</b>	<b>100.00</b>
DISTRITO FEDERAL	20,393	26.95
VERACRUZ	18,649	24.84
ESTADO DE MÉXICO	9,863	13.03
CHIAPAS	5,577	7.37
PUEBLA	4,386	5.80
OTROS ESTADOS	15,215	20.10
OTRO PAÍS	1,555	2.05

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 (N E G).

CUADRO I.4.5.4

POBLACIÓN DE 5 AÑOS Y MÁS QUE EN 1985 RESIDIA FUERA DE LA ENTIDAD, POR MUNICIPIO, 1990		
MUNICIPIO	POBLACIÓN NO RESIDENTE	
	ABS.	REL.
<b>VERACRUZ</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>165,767</b>	<b>100.00</b>
ACAYUCÁN	1,432	0.86
ACULA	35	0.02
ALVARADO	104	0.06
AMATITLÁN	1,887	1.14
ÁNGEL R. CABADA	350	0.21
COSAMALOAPAN	2,360	1.42
CHACALTIANQUIS	248	0.15
HUEYAPAN DE OCAMPO	287	0.17
ISLA	1,483	0.89
IXMATLAHUACÁN	115	0.07
JUAN RODRÍGUEZ CLARA	1,999	1.21
LERDO DE TEJADA	306	0.18
OTATITLÁN	164	0.10
PLAYA VICENTE	1,521	0.92
SALTABARRANCA	24	0.01
SAN JUAN EVANGELISTA	656	0.40
TLACOJALPÁN	169	0.10
TLACOTALPÁN	244	0.15
TUXTILLA	72	0.04
<b>OAXACA</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>75,638</b>	<b>100.00</b>
LOMA BONITA	2,542	3.36
SAN JOSÉ CHILTEPEC	141	0.19
SAN JUAN BAUTISTA TUXTEPEC	7,160	9.47
SAN JUAN COTZOCON	717	0.95
SAN JUAN LALANA	144	0.19
SANTA MARÍA JACATEPEC	119	0.16
SANTIAGO JOCOTEPEC	89	0.12
SANTIAGO YAVEO	455	0.60

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 I N E G I.

## I.4.6 NIVEL DE INSTRUCCIÓN

Los indicadores acerca del nivel de instrucción de los habitantes del Estado de Veracruz muestran un ascenso apreciable en dicho rubro. En 1970, 38.6% en Veracruz y 51.2% en Oaxaca de la población de 15 años y más no tenía instrucción, en 1990 esta proporción disminuyó a 18.6% y 26% respectivamente. Asimismo, el grupo de personas con primaria completa aumentó de 13.1% y 6.9% a 18% y 18.7% en Veracruz y Oaxaca y la población con instrucción postprimaria pasó de 8.3% y 4.8% a 33.4% y 23.5% respectivamente ( Ver Cuadro I.4.6.1 )

En relación al nivel de instrucción por municipio, se dan también marcadas diferencias. Así, 7 de los 27 municipios tienen un nivel de instrucción más alto que el promedio estatal. Y 9 de los 27 municipios con un nivel sin instrucción más bajo que el estatal ( Ver Cuadro I.4.6.2 )

CUADRO I.4.6.1

DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL DE LA POBLACIÓN DE 15 AÑOS Y MÁS POR NIVEL DE INSTRUCCIÓN, 1970 - 1990		
NIVEL DE INSTRUCCIÓN	AÑO	
	1970	1990
<b>VERACRUZ</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>
SIN INSTRUCCIÓN	38.60	18.60
PRIMARIA INCOMPLETA	40.00	28.00
PRIMARIA COMPLETA	13.10	18.00
INSTRUCCIÓN POSTPRIMARIA	8.30	33.40
NO ESPECIFICADO	0.00	2.10
<b>OAXACA</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>
SIN INSTRUCCIÓN	51.20	26.00
CON PRIMARIA INCOMPLETA	37.10	29.30
CON PRIMARIA COMPLETA	6.90	18.70
CON INSTRUCCIÓN POSTPRIMARIA	4.80	23.50
NO ESPECIFICADO	0.00	2.50

FUENTE: CENSOS GENERALES DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1970 - 1990 I.N.E.G.I.

CUADRO I.4.6.2

DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL DE LA POBLACIÓN DE 15 AÑOS Y MÁS POR MUNICIPIO SEGÚN NIVEL DE INSTRUCCIÓN, 1990		
MUNICIPIO	NIVEL DE INSTRUCCIÓN	
	SIN INSTRUCCIÓN O CON PRIMARIA INCOMPLETA	CON PRIMARIA COMPLETA O CON INSTRUCCIÓN POSTPRIMARIA
VERACRUZ	46.60	51.30
ACAYUCÁN	43.50	51.60
ACULA	63.60	35.30
ALVARADO	45.30	52.90
AMATITLÁN	54.70	44.50
ÁNGEL R. CABADA	60.40	36.90
COSAMALOAPÁN	44.60	54.80
CHACALTIANGUIS	57.40	40.70
HUEYAPAN DE OCAMPO	57.90	37.40
ISLA	55.60	39.60
IXMATLAHUACÁN	65.90	33.50
JUAN RODRÍGUEZ CLARA	61.60	36.60
LERDO DE TEJADA	37.60	60.40
OTATITLÁN	49.20	50.60
PLAYA VICENTE	63.00	34.40
SALTABARRANCA	59.30	40.30
SAN JUAN EVANGELISTA	61.50	34.50
TLACOJALPÁN	56.20	43.20
TLACOTALPÁN	49.50	48.40
TUXTILLA	55.40	44.10
<b>OAXACA</b>	<b>26.00</b>	<b>23.50</b>
LOMA BONITA	25.20	24.80
SAN JOSÉ CHILTEPEC	26.60	26.70
SAN JUAN BAUTISTA TUXTEPEC	15.80	36.90
SAN JUAN COTZOCÓN	24.60	14.00
SAN JUAN LALANA	19.40	5.50
SANTA MARÍA JACATEPEC	28.90	17.50
SANTIAGO JOCOTEPEC	25.20	5.80
SANTIAGO YAVEO	32.00	10.50

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 I N E G I

NOTA: LA SUMA DE LOS PORCENTAJES NO DA EL 100% DEBIDO A QUE NO SE INCLUYE EL NO ESPECIFICADO

## I.4.7 CONDICIÓN DE ACTIVIDAD ECONÓMICA

Las cifras indican que en la entidad de Veracruz 41.8% y en Oaxaca 39.2% de las personas de 12 años y más pertenecen a la población económicamente activa. Comparada con la de 1970 (42.3% y 42.2% respectivamente), esta cifra resulta menor, debido al efecto de la mayor incorporación de los grupos jóvenes a la educación. En lo que respecta a la composición por sexo puede observarse que 70.4% y 68.3% de los hombres y 14.5% y 12.3% de las mujeres pertenecen al grupo de activos de Veracruz y Oaxaca ( Ver Cuadro I.4.7.1 )

En lo tocante a la población económicamente inactiva, que en total representa para Veracruz 57.1% y para Oaxaca 59.8% de la población de 12 años y más, el comportamiento por sexo es muy distinto. La mayor parte de los hombres inactivos son estudiantes, es decir 59.1% y 54.5% para Veracruz y Oaxaca, en cambio sólo 17.5% y 15.1% de las mujeres se declararon como estudiantes respectivamente y la gran mayoría, 79.2% y 81.5%, como personas dedicadas a los quehaceres domésticos ( Ver Cuadro I.4.7.2 )

Por lo que respecta a las tasas de ocupación, la cifra de 1990 es de 97.2%, ligeramente menor a la de 1970 para ambos Estados. Según sexo, la tasa de ocupación de las mujeres en 1990 es de 97.4% para Veracruz y 97.6% para Oaxaca, en tanto que en los hombres es de 97.2% y 97.1% respectivamente ( Ver Cuadro I.4.7.3 )

CUADRO I.4.7.1

DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL DE LA POBLACIÓN DE 12 AÑOS Y MÁS POR SEXO, SEGÚN CONDICIÓN DE ACTIVIDAD, 1990			
CONDICIÓN DE ACTIVIDAD	TOTAL	SEXO	
		HOMBRES	MUJERES
<b>VERACRUZ</b>			
ACTIVOS	100.00	100.00	100.00
INACTIVOS	41.80	70.40	14.50
NO ESPECIFICADO	57.10	28.60	84.40
	1.10	1.00	1.10
<b>OAXACA</b>			
ACTIVOS	100.00	100.00	100.00
INACTIVOS	39.20	68.30	12.30
NO ESPECIFICADO	59.80	30.70	86.70
	1.00	1.00	1.00

FUENTE: CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 INEGI

CUADRO I.4.7.2

DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL DE LA POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE INACTIVA POR SEXO, SEGÚN TIPO DE INACTIVIDAD, 1990			
TIPO DE INACTIVIDAD	TOTAL	SEXO	
		HOMBRES	MUJERES
<b>VERACRUZ</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>
ESTUDIANTES	27.60	59.10	17.50
PERSONAS DEDICADAS AL QUE HACER DE SU HOGAR	60.50	2.70	79.20
JUBILADOS Y PENSIONADOS	2.20	6.60	0.60
INCAPACITADOS PERMANENTEMENTE PARA TRABAJAR	1.50	4.30	0.50
OTRO TIPO DE INACTIVOS	8.20	27.00	2.20
<b>OAXACA</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>
ESTUDIANTES	24.80	54.50	15.10
PERSONAS DEDICADAS AL QUE HACER DE SU HOGAR	62.50	4.60	81.50
JUBILADOS Y PENSIONADOS	0.90	2.70	0.30
INCAPACITADOS PERMANENTEMENTE PARA TRABAJAR	1.50	4.10	0.60
OTRO TIPO DE INACTIVOS	10.30	34.10	2.50

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 (N.E.G.)

CUADRO I.4.7.3

TASAS DE OCUPACIÓN Y DESOCUPACIÓN POR SEXO, 1970 - 1990				
SEXO	TASAS DE OCUPACIÓN		TASAS DE	
	CENSO		CENSO	
	1970	1990	1970	1990
<b>VERACRUZ</b>	<b>97.50</b>	<b>97.20</b>	<b>2.50</b>	<b>2.80</b>
HOMBRES	98.40	97.20	1.60	2.80
MUJERES	92.60	97.40	7.40	2.60
<b>OAXACA</b>	<b>97.40</b>	<b>97.20</b>	<b>2.60</b>	<b>2.80</b>
HOMBRES	98.80	97.10	1.20	2.90
MUJERES	91.50	97.60	8.50	2.40

FUENTE: CENSOS GENERALES DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1970 - 1990 (N.E.G.)



#### I.4.8 PARTICIPACIÓN ECONÓMICA

En Veracruz el comportamiento observado de las tasas de participación económica por grupos de edad y sexo es el siguiente: más de 90 hombres de cada 100, entre los 25 y 44 años, pertenecen a la población económicamente activa y entre los 45 y 59 años este grupo representa más de 80% y para Oaxaca de los 25 y 59 años representa más de 80% de la población económicamente activa. Entre los 20 y 24 años y los 60 y 64 la tasa de participación decrece en Veracruz a 79.7 y 72.6 respectivamente, caso contrario a Oaxaca que crece de 77.9 a 79. La distribución para el sexo femenino es distinta. Los grupos de edad con tasa de participación más alta están entre los 20 y 24 años, en donde aproximadamente 20 de cada 100 mujeres para Veracruz y 17 de cada 100 en Oaxaca tienen una participación económica. ( Ver Cuadro I.4.8.1 )

Entre los municipios con tasas de participación generales más altas se encuentran Isla, San Juan Bautista Tuxtepec y Tlacoatlpan con 44.9, 44.8 y 44. Entre los más bajos tenemos a San Juan Lalana, Saltabarranca y Acula con 37.5, 37.4 y 37. ( Ver Cuadro I.4.8.2 )

#### I.4.9 OCUPACIÓN PRINCIPAL

Entre la población ocupada, el mayor grupo corresponde a los trabajadores agropecuarios con 38.8% y 53% para Veracruz y Oaxaca. Le siguen el de artesanos y obreros con 14.3% y 13.1% y el de comerciantes y dependientes con 7.4% y 5.4% respectivamente.

Existen ocupaciones, como las de técnicos, trabajadores de la educación y oficinistas, en donde ambos sexos tienen una participación similar. En cambio, casi la totalidad de los trabajadores agropecuarios, inspectores y supervisores, artesanos y obreros, operadores de maquinaria fija, ayudantes y similares, operadores de transporte y protección y vigilancia son hombres. El caso contrario solo se presenta en el grupo de trabajadores domésticos en ambos Estados. ( Ver Cuadro I.4.9 )

CUADRO I.4.8.1

TASAS DE PARTICIPACIÓN ECONÓMICA POR MUNICIPIO SEGÚN SEXO, 1990			
MUNICIPIO	TOTAL	SEXO	
		HOMBRES	MUJERES
<b>VERACRUZ</b>	<b>41.80</b>	<b>70.40</b>	<b>14.50</b>
ACAYUCÁN	41 60	68 90	15 50
ACULA	37 00	69 20	3 90
ALVARADO	41 30	66 90	15 20
AMATITLÁN	40 80	73 30	7 90
ÁNGEL R. CABADA	37 80	68 70	7 90
COSAMALOAPAN	40 90	69 00	14 30
CHACALTIANQUIS	38 70	70 00	7 40
HUEYAPAN DE OCAMPO	39 10	70 60	7 20
ISLA	44 90	77 20	13 10
IXMATLAHUACAN	43 90	78 60	5 30
JUAN RODRIGUEZ CLARA	40 00	78 00	7 90
LERDO DE TEJADA	39 70	66 30	15 90
OTATITLÁN	43 00	74 50	11 50
PLAYA VICENTE	40 00	71 80	8 00
SALTABARRANCA	37 40	67 60	7 50
SAN JUAN EVANGELISTA	40 80	74 00	7 00
TLACOJALPAN	41 90	76 90	5 10
TLACOTALPAN	44 60	74 00	16 10
TUXTILLA	38 40	71 70	6 00
<b>OAXACA</b>	<b>39.20</b>	<b>68.30</b>	<b>12.30</b>
LOMA BONITA	42 70	73 60	14 00
SAN JOSÉ CHILTEPEC	39 80	71 90	6 20
SAN JUAN BAUTISTA TUXTEPEC	44 80	73 10	17 50
SAN JUAN COTZOCON	43 70	76 60	10 40
SAN JUAN LALANA	37 50	73 60	2 80
SANTA MARÍA JACATEPEC	39 30	72 50	4 90
SANTIAGO JOCOTEPEC	38 50	75 40	2 20
SANTIAGO YAVEO	40 20	74 90	4 20

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 I N E G I

CUADRO I.4.8.2

TASAS ESPECÍFICAS DE PARTICIPACIÓN POR GRUPO DE EDAD SEGÚN SEXO, 1990			
GRUPOS QUINQUENALES DE EDAD	TOTAL	SEXO	
		HOMBRES	MUJERES
<b>VERACRUZ</b>	<b>41.80</b>	<b>70.40</b>	<b>14.50</b>
12 - 14 AÑOS	8 50	14 40	2 50
15 - 19 AÑOS	30 50	50 10	11 00
20 - 24 AÑOS	48 90	79 70	20 10
25 - 29 AÑOS	54 50	90 10	21 40
30 - 34 AÑOS	55 40	92 30	21 00
35 - 39 AÑOS	54 60	92 30	19 50
40 - 44 AÑOS	53 90	91 50	17 80
45 - 49 AÑOS	51 80	89 80	15 00
50 - 54 AÑOS	48 80	86 30	12 80
55 - 59 AÑOS	45 00	81 20	10 60
60 - 64 AÑOS	39 50	72 60	8 40
65 Y MAS	27 60	52 70	4 90
<b>OAXACA</b>	<b>39.20</b>	<b>68.30</b>	<b>12.30</b>
12 - 14 AÑOS	8 30	13 60	3 00
15 - 19 AÑOS	30 10	50 40	10 40
20 - 24 AÑOS	45 90	77 90	17 40
25 - 29 AÑOS	50 80	87 30	18 80
30 - 34 AÑOS	51 90	89 40	18 10
35 - 39 AÑOS	50 70	89 70	15 80
40 - 44 AÑOS	49 80	88 90	14 10
45 - 49 AÑOS	48 30	88 20	11 80
50 - 54 AÑOS	46 70	86 10	10 50
55 - 59 AÑOS	45 10	83 60	9 60
60 - 64 AÑOS	42 80	79 00	8 80
65 Y MAS	31 80	60 30	6 20

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 (N.E.G.)

CUADRO I.4.9

DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN OCUPADA POR OCUPACIÓN PRINCIPAL SEGÚN SEXO, 1990						
OCUPACIÓN PRINCIPAL	TOTAL		SEXO			
			HOMBRES		MUJERES	
	ABS.	REL.	ABS.	REL.	ABS.	REL.
<b>VERACRUZ</b>	<b>1,742,129</b>	<b>100.00</b>	<b>1,432,828</b>	<b>82.25</b>	<b>309,301</b>	<b>17.75</b>
PROFESIONALES	35 156	100 00	25 881	73 62	9 275	26 38
TÉCNICOS	43 290	100 00	24 516	56 63	18 774	43 37
TRABAJADORES DE LA EDUCACIÓN	58 903	100 00	24 068	40 86	34 835	59 14
TRABAJADORES DEL ARTE	9 733	100 00	8 452	86 84	1 281	13 16
FUNCIONARIOS Y DIRECTIVOS	24 738	100 00	19 557	79 06	5 181	20 94
TRABAJADORES AGROPECUARIOS	675 405	100 00	662 434	98 08	12 971	1 92
INSPECTORES SUPERVISORES	18 945	100 00	17 591	94 56	1 354	7 04
ARTESANOS Y OBREROS	249 351	100 00	228 673	91 71	20 678	8 29
OPERADORES DE MAQUINARIA FIJA	33 789	100 00	30 873	91 37	2 916	8 63
AYUDANTES Y SIMILARES	67 974	100 00	64 213	94 47	3 761	5 53
OPERADORES DE TRANSPORTE	78 711	100 00	78 014	99 11	697	0 89
OFICINISTAS	110 395	100 00	51 762	46 89	58 633	53 11
COMERCIANTES Y DEPENDIENTES	128 811	100 00	82 531	64 07	46 280	35 93
TRABAJADORES AMBULANTES	35 077	100 00	25 002	71 28	10 075	28 72
TRABAJADORES EN SERVICIOS PÚBLICOS	68 303	100 00	43 336	63 45	24 967	35 53
TRABAJADORES DOMÉSTICOS	48 119	100 00	1 295	2 69	46 824	97 31
PROTECCIÓN Y VIGILANCIA	26 425	100 00	25 805	97 65	620	2 35
NO ESPECIFICADO	29 004	100 00	18 425	63 53	10 579	36 47
<b>OAXACA</b>	<b>754,305</b>	<b>100.00</b>	<b>630,826</b>	<b>83.63</b>	<b>123,479</b>	<b>16.37</b>
PROFESIONALES	9 988	100 00	7 621	76 30	2 367	23 70
TÉCNICOS	13 216	100 00	7 085	53 61	6 131	46 39
TRABAJADORES DE LA EDUCACIÓN	30 195	100 00	14 228	47 12	15 967	52 88
TRABAJADORES DEL ARTE	2 715	100 00	2 460	90 61	255	9 39
FUNCIONARIOS Y DIRECTIVOS	7 552	100 00	6 052	80 14	1 500	19 86
TRABAJADORES AGROPECUARIOS	400 131	100 00	388 544	97 10	11 587	2 90
INSPECTORES SUPERVISORES	3 201	100 00	3 067	95 81	134	4 19
ARTESANOS Y OBREROS	98 881	100 00	77 952	78 83	20 929	21 17
OPERADORES DE MAQUINARIA FIJA	6 030	100 00	5 495	91 13	535	8 87
AYUDANTES Y SIMILARES	21 437	100 00	20 379	95 05	1 058	4 94
OPERADORES DE TRANSPORTE	22 499	100 00	22 308	99 15	191	0 85
OFICINISTAS	35 679	100 00	17 915	50 21	17 764	49 79
COMERCIANTES Y DEPENDIENTES	40 442	100 00	23 056	57 01	17 386	42 99
TRABAJADORES AMBULANTES	8 809	100 00	5 776	65 57	3 033	34 43
TRABAJADORES EN SERVICIOS PÚBLICOS	18 042	100 00	11 839	65 62	6 203	34 38
TRABAJADORES DOMÉSTICOS	13 340	100 00	553	4 15	12 787	95 85
PROTECCIÓN Y VIGILANCIA	8 758	100 00	8 585	98 02	173	1 98
NO ESPECIFICADO	13 390	100 00	7 911	59 08	5 479	40 92

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 (INEGI)

## I.4.10 SECTORES DE ACTIVIDAD

Los trabajadores del Estado de Veracruz se emplean casi en las mismas proporciones tanto en el sector primario como en el terciario, 39.4 y 36.8 respectivamente. 21.2 se ubican en el sector secundario. Caso diferente a los trabajadores de Oaxaca que en el sector primario con 52.9, secundario con 16.4 y terciario con 28.4. La disminución del sector agropecuario es el cambio más importante detectado en relación al de 1970, hace veinte años este agrupaba en Veracruz a 53.1% y en Oaxaca a 71.5% de la población ocupada.

Al revisar la información por sexo se observan distribuciones distintas. Los hombres trabajan principalmente en el sector primario, con 46.9% y 61.4% en Veracruz y Oaxaca y las mujeres, en el sector terciario con 78.1% y 66.6% respectivamente ( Ver Cuadro I.4.10 )

CUADRO I.4.10

POBLACIÓN OCUPADA POR SECTOR DE ACTIVIDAD SEGÚN SEXO, 1990						
SECTOR DE ACTIVIDAD	TOTAL		SEXO			
	ABS.	REL.	HOMBRES		MUJERES	
			ABS.	REL.	ABS.	REL.
<b>VERACRUZ</b>	<b>1,742,129</b>	<b>100.00</b>	<b>1,432,828</b>	<b>100.00</b>	<b>309,301</b>	<b>100.00</b>
PRIMARIO (1)	685,647	39.36	671,910	46.89	13,737	4.44
SECUNDARIO (2)	368,639	21.16	331,631	23.15	37,008	11.97
TERCIARIO (3)	641,828	36.84	400,149	27.93	241,679	78.14
NO ESPECIFICADO	46,015	2.64	29,138	2.03	16,877	5.46
<b>OAXACA</b>	<b>754,305</b>	<b>100.00</b>	<b>630,826</b>	<b>100.00</b>	<b>123,479</b>	<b>100.00</b>
PRIMARIO (1)	398,848	52.88	387,327	61.40	11,521	9.33
SECUNDARIO (2)	123,805	16.41	102,384	16.23	21,421	17.35
TERCIARIO (3)	213,819	28.35	131,605	20.86	82,214	66.58
NO ESPECIFICADO	17,833	2.36	9,510	1.51	8,323	6.74

(1) SECTOR PRIMARIO: Agricultura, Ganadería, Silvicultura, Caza y Pesca

(2) SECTOR SECUNDARIO: Minería, Extracción de Petróleo y Gas, Manufacturera, Generación de Energía Eléctrica y Construcción

(3) SECTOR TERCIARIO: Comercio y Servicios

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 I N. E. C. I.

## I.4.11 INGRESOS

La información referente a los ingresos por trabajo de la población ocupada se relaciona con el monto del salario mínimo vigente en Diciembre 13 de 1993

De acuerdo a lo indicado, en Veracruz y Oaxaca respectivamente, 10.3% y 24.8% de la población declaró no recibir ingresos, 26.1% y 28.2% recibe menos de un salario mínimo y 35.4% y 25.7% de 1 a 2 salarios mínimos. Solo 4.8% y 3.2% declaró recibir más de 5 salarios mínimos.

En cuanto a las diferencias más notorias respecto al sexo, se tiene lo siguiente: en tanto que un porcentaje menor de mujeres declaró no recibir ingresos, 3.9% en Veracruz y 10.5% en Oaxaca contra 11.7% y 27.6%, una proporción mayor declaró recibir menos de un salario mínimo, 32% contra 24.9% en Veracruz y 27.5% en Oaxaca. ( Ver Cuadro I.4.11 )

**CUADRO I.4.11**  
**POBLACIÓN OCUPADA POR SEXO SEGÚN INGRESO, 1990**

INGRESO MENSUAL	TOTAL		SEXO			
			HOMBRES		MUJERES	
	ABS.	REL.	ABS.	REL.	ABS.	REL.
<b>VERACRUZ</b>	<b>1,742,129</b>	<b>100.00</b>	<b>1,432,828</b>	<b>100.00</b>	<b>309,301</b>	<b>100.00</b>
NO RECIBE INGRESOS	179,073	10.28	166,895	11.65	12,178	3.94
MENOS DE UN \$ M	455,257	26.13	356,389	24.87	98,868	31.96
DE 1 A 2 \$ M	617,337	35.44	509,727	35.57	107,610	34.79
MAS DE 2 Y MENOS DE 3 \$ M	213,683	12.27	171,265	11.95	42,418	13.71
DE 3 A 5 \$ M	132,008	7.58	107,562	7.51	24,446	7.90
MAS DE 5 \$ M	84,182	4.83	73,242	5.11	10,940	3.54
NO ESPECIFICADO	60,589	3.48	47,748	3.33	12,841	4.15
<b>OAXACA</b>	<b>754,305</b>	<b>100.00</b>	<b>630,826</b>	<b>100.00</b>	<b>123,479</b>	<b>100.00</b>
NO RECIBE INGRESOS	187,020	24.79	174,112	27.60	12,908	10.45
MENOS DE UN \$ M	213,011	28.24	173,330	27.48	39,681	32.14
DE 1 A 2 \$ M	193,855	25.70	152,549	24.18	41,306	33.45
MAS DE 2 Y MENOS DE 3 \$ M	65,995	8.88	53,626	8.50	12,369	10.83
DE 3 A 5 \$ M	37,806	5.01	31,513	5.00	6,293	5.10
MAS DE 5 \$ M	24,132	3.20	20,503	3.25	3,629	2.94
NO ESPECIFICADO	31,486	4.17	25,193	3.99	6,293	5.10

NOTA: \$ M = SALARIO MÍNIMO, EN DICIEMBRE 13 DE 1993 EQUIVALE

A: ZONA A = N\$ 18 27 PESOS POR DÍA

B: ZONA B = N\$ 14 19 PESOS POR DÍA

C: ZONA C = N\$ 12 89 PESOS POR DÍA

FUENTE: XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990 I N. E. G. I

## I.4.12 SERVICIOS DE LA VIVIENDA

En los últimos 20 años se observan incrementos porcentuales significativos en el número de viviendas con energía eléctrica y drenaje en Veracruz y en Oaxaca con energía eléctrica y agua entubada ( Ver Cuadro I.4.12.1 )

En cuanto a los municipios con respecto al agua entubada, 10 municipios superan en porcentaje al estatal donde sobresale Lerdo de Tejada con 84.9%. En el drenaje también sobresale Lerdo de Tejada con 83.2% y en el mismo número de 10 municipios superan al estatal. Y por último la energía eléctrica con 15 municipios superando al porcentaje estatal donde también Lerdo de Tejada sobresale con 94.3% ( Ver Cuadro I.4.12.2 )

CUADROS I.4.12.1

VIVIENDAS PARTICULARES SEGÚN DISPONIBILIDAD DE SERVICIOS, 1970 - 1990		
DISPONIBILIDAD DE SERVICIOS	AÑO	
	1970	1990
VERACRUZ	%	%
AGUA ENTUBADA	51.00	59.86
CON DRENAJE	35.40	53.20
CON ENERGÍA ELÉCTRICA	49.40	74.40
OAXACA	%	%
AGUA ENTUBADA	34.70	58.10
CON DRENAJE	16.50	29.90
CON ENERGÍA ELÉCTRICA	27.80	76.10

FUENTE: CENSOS GENERALES DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1970 - 1990 I.N.E.G.I.

CUADRO 1.4.12.2

PORCENTAJE DE VIVIENDAS PARTICULARES POR MUNICIPIO SEGÚN DISPONIBILIDAD DE SERVICIOS, 1990			
MUNICIPIO	DISPONIBILIDAD DE SERVICIOS		
	AGUA ENTUBADA	DRENAJE	ENERGÍA ELÉCTRICA
<b>VERACRUZ</b>	<b>59.80</b>	<b>53.20</b>	<b>74.40</b>
ACAYUCAN	60 60	64 20	75 40
ACULA	8 60	21 30	59 60
ALVARADO	55 70	56 60	75 70
AMATITLÁN	45 70	42 10	75 80
ÁNGEL R CABADA	56 90	48 40	74 50
COSAMALOAPAN	75 10	70 00	88 10
CHACALTIANQUIS	45 70	42 10	71 20
HUEYAPAN DE OCAMPO	49 30	32 80	59 90
ISLA	59 40	47 80	71 90
IXMATLAHUACÁN	40 70	22 70	53 80
JUAN RODRÍGUEZ CLARA	47 60	36 30	58 10
LERDO DE TEJADA	84 90	83 20	94 30
OTATITLÁN	65 90	53 70	76 90
PLAYA VICENTE	25 30	22 86	64 30
SALTABARRANCA	69 50	60 10	78 40
SAN JUAN EVANGELISTA	31 90	35 90	65 90
TLACOJALPÁN	65 20	52 40	79 40
TLACOTALPÁN	62 40	56 60	67 80
TUXTILLA	66 50	55 30	78 40
<b>OAXACA</b>	<b>58.10</b>	<b>29.90</b>	<b>76.10</b>
LOMA BONITA	63 20	60 20	87 20
SAN JOSÉ CHILTEPEC	54 40	9 50	78 70
SAN JUAN BAUTISTA TUXTEPEC	71 70	63 00	87 60
SAN JUAN COTZOCON	40 50	20 90	70 80
SAN JUAN LALANA	7 60	1 70	16 20
SANTA MARÍA JACATEPEC	42 20	6 20	78 10
SANTIAGO JOCOTEPEC	6 20	1 00	59 70
SANTIAGO YAVEO	5 60	5 30	18 40

FUENTE. XI CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA, 1990 / N. E. G. I



**I.4.13 COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

En cuanto a carreteras se tiene que Veracruz cuenta con 10,266 8 Km y Oaxaca con 13,685 9 Km de redes carreteras (pavimentadas, rurales o revestidas y terracerías)

Los municipios sobresalientes son San Juan Bautista Tuxtepec, Oaxaca con 275 6 Km, de los cuales 76 Km de carretera pavimentada, 120 1 Km de caminos rurales o revestidas y 79 5 Km de terracería, siguiéndole Alvarado, Veracruz con 147 3 Km, donde 88 Km son pavimentadas, 4 8 Km rurales o revestidas y 54 5 Km son terracería

Un dato importante es que en los municipios de Acuña, Chacaltianguis, Isla, Saltabarranca, Tlacojalpan y Tuxtilla en Veracruz no cuentan con este tipo de redes carreteras ( **Ver Cuadro I.4.13.1** )

En lo que se refiere a Red Ferroviaria, Veracruz cuenta con 1190 37 Km de las cuales son troncales y rurales y particulares. En Oaxaca con 767 7 Km de red abarcando troncales y ramales, auxiliares y particulares ( **Ver Cuadro I.4.13.2** )

Y por último Veracruz cuenta con 3 aeropuertos y 64 aeródromos, y Oaxaca con 6 aeropuertos y 103 aeródromos

Los municipios de la zona de estudio ninguno cuenta con aeropuertos pero 12 de ellos si cuentan con aeródromos. ( **Ver Cuadro I.4.13.3** )

CUADRO 1.4.13.1

LONGITUD DE LA RED CARRETERA POR CLASE Y SUPERFICIE DE RODAMIENTO SEGUN MUNICIPIO, 1992 (KILOMETROS)				
MUNICIPIO	TOTAL	PRINCIPAL PAVIMENTA	CAMINOS RURALES O VECINALES	
			REVESTIDA	TERRACERIA
<b>VERACRUZ</b>	<b>10,266.80</b>	<b>2,860.10</b>	<b>61.30</b>	<b>3,390.90</b>
ACAYUCAN	49.20	49.10	0.00	0.10
ACULA	0.00	0.00	0.00	0.00
ALVARADO	147.30	88.00	4.80	54.50
AMATITLAN	17.00	17.00	0.00	0.00
ANGEL R. CABADA	13.50	13.50	0.00	0.00
COSAMALOAPAN	85.70	60.00	0.00	25.70
CHACALTIANGUIS	0.00	0.00	0.00	0.00
HUEYAPAN DE OCAMPO	65.60	40.50	0.00	24.70
ISLA	25.40	16.60	0.00	8.80
IXMATLAHUACAN	0.00	0.00	0.00	0.00
JUAN RODRIGUEZ CLARA	65.00	32.00	0.00	33.00
LERDO DE TEJADA	17.50	17.50	0.00	0.00
OTATITLAN	0.00	0.00	0.00	0.00
PLAYA VICENTE	105.20	47.00	0.00	58.20
SALTABARRANCA	0.00	0.00	0.00	0.00
SAN JUAN EVANGELISTA	73.70	37.80	0.00	35.90
TLACOJALPAN	0.00	0.00	0.00	0.00
TLACOTALPAN	19.60	19.00	0.00	0.00
TUXTILLA	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>OAXACA</b>	<b>13,685.90</b>	<b>2,664.40</b>	<b>7,026.80</b>	<b>3,994.70</b>
LOMA BONITA	87.80	0.00	19.30	68.50
SAN JOSE CHILTEPEC	29.40	11.00	11.40	7.00
SAN JUAN BAUTISTA TUXTEPEC	275.60	76.00	120.10	79.50
SAN JUAN COTZOCON	124.70	0.00	101.20	23.50
SAN JUAN LALANA	48.50	0.00	18.20	30.30
SANTA MARÍA JACATEPEC	48.40	14.60	21.80	12.00
SANTIAGO JOCOTEPEC	9.60	0.00	9.60	0.00
SANTIAGO YAVEO	77.70	0.00	36.70	41.00

FUENTE: S.C.T., DELEGACIÓN EN EL ESTADO, UNIDAD DE PROGRAMACIÓN Y EVALUACIÓN

CUADRO 1.4.13.2

LONGITUD DE LA RED FERROVIARIA SEGUN TIPO DE VIA, 1992	
TIPO DE VIA	LONGITUD
<b>VERACRUZ</b>	<b>1,190.37</b>
TRONCALES Y RAMALES	1,144.47
AUXILIARES	0.00
PARTICULARES	45.90
<b>OAXACA</b>	<b>767.70</b>
TRONCALES Y RAMALES	634.60
AUXILIARES	106.50
PARTICULARES	26.60

FUENTE: S.C.T., DELEGACIÓN EN EL ESTADO, DEPARTAMENTO DE TRANSPORTE FERROVIARIO

CUADRO I.4.13.3

AEROPUERTOS, AERÓDROMOS Y LONGITUD DE PISTAS DE ATERRIZAJE DE LA AVIACIÓN CIVIL SEGÚN MUNICIPIO, 1992				
MUNICIPIO	AEROPUERTOS	LONGITUD DE PISTA (METROS)	AERÓDROMOS	LONGITUD DE PISTA (METROS)
<b>VERACRUZ</b>	<b>3</b>	<b>NA</b>	<b>64</b>	<b>NA</b>
ACAYUCÁN	0	0	3	ND
ACULA	0	0	0	0
ALVARADO	0	0	0	0
AMATITLÁN	0	0	0	0
ÁNGEL R. CABADA	0	0	0	0
COSAMALOAPAN	0	0	4	NA
CHACALTIANGUIS	0	0	0	0
HUEYAPAN DE OCAMPO	0	0	1	1,200
ISLA	0	0	0	0
IXMATLAHUACAN	0	0	0	0
JUAN RODRIGUEZ CLARA	0	0	1	700
LERDO DE TEJADA	0	0	1	ND
OTATITLÁN	0	0	0	0
PLAYA VICENTE	0	0	1	700
SALTABARRANCA	0	0	0	0
SAN JUAN EVANGELISTA	0	0	2	ND
TLACOJALPAN	0	0	0	0
TLACOTALPAN	0	0	0	0
TUXTILLA	0	0	0	0
<b>OAXACA</b>	<b>6</b>	<b>NA</b>	<b>103</b>	<b>NA</b>
LOMA BONITA	0	0	1	1,200
SAN JOSE CHILTEPEC	0	0	0	0
SAN JUAN BAUTISTA	0	0	0	0
TUXTEPEC	0	0	0	0
SAN JUAN COTZOCÓN	0	0	4	1,610
SAN JUAN LALANA	0	0	2	300
SANTA MARÍA JACATEPEC	0	0	0	0
SANTIAGO JOCOTEPEC	0	0	0	0
SANTIAGO YAVEO	0	0	3	2,110

FUENTE: S.C.T., DELEGACIÓN EN EL ESTADO SUBDIRECCIÓN DE OPERACIÓN

## ***CAPÍTULO II***

## II. ESTUDIO HIDROLÓGICO

### II.1 PRECIPITACIÓN

Se denomina precipitación al agua que llega a la superficie terrestre proveniente de la atmósfera. La precipitación es una componente fundamental del ciclo hidrológico.

#### II.1.1 TIPOS DE PRECIPITACIÓN

Los mecanismos que causan el levantamiento del aire húmedo provocan que la atmósfera se enfríe. De acuerdo con el mecanismo que provoca dicho levantamiento del aire, la precipitación puede ser convectiva, ciclónica u orográfica.

##### II.1.1.1 Precipitación Convectiva

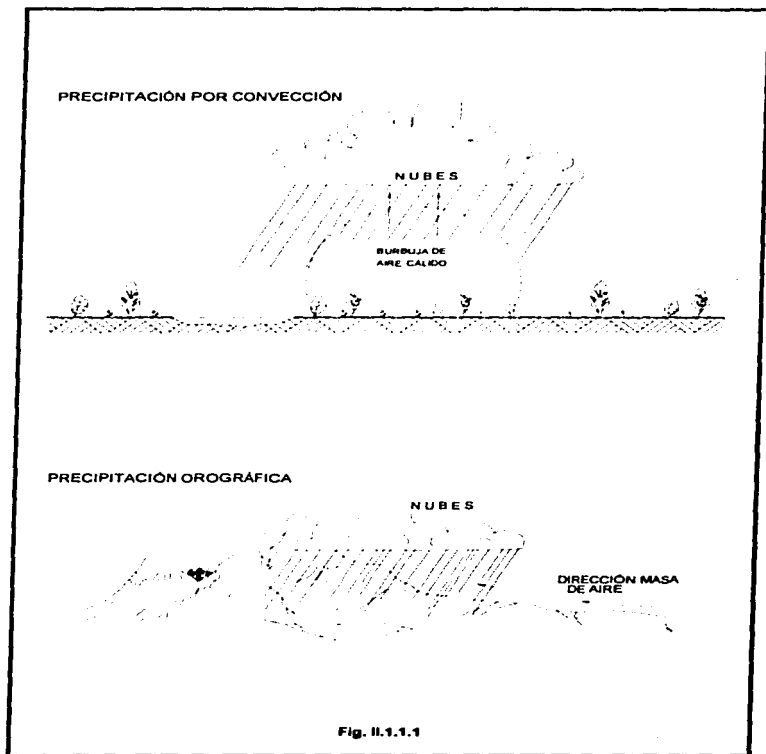
Se origina por el calentamiento del suelo, que provoca corrientes ascendentes de aire húmedo. La precipitación asociada a este tipo de fenómeno afecta áreas reducidas, del orden de 25 a 50 kilómetros cuadrados ( Ver figura II.1.1.1 )

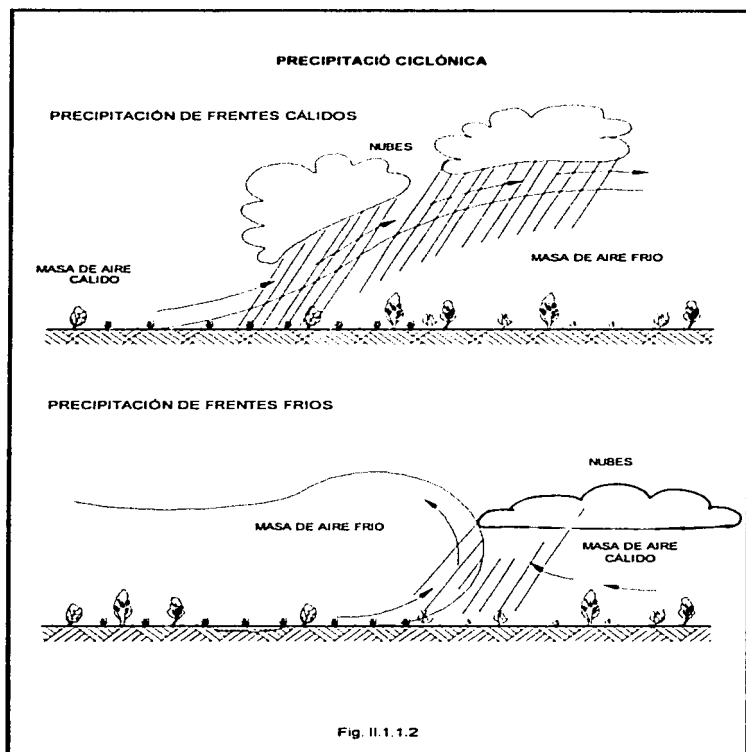
##### II.1.1.2 Precipitación Ciclónica

Esta asociada al paso de ciclones, resulta del levantamiento del aire por la convergencia de una masa de aire en una zona de baja presión. En general afecta zonas muy extensas (Ver figura II.1.1.2 )

##### II.1.1.3 Precipitación Orográfica

Es consecuencia del ascenso del aire producido por las barreras montañosas; su distribución en el espacio está relacionada con las pendientes del terreno ( Ver figura II.1.1.1 )



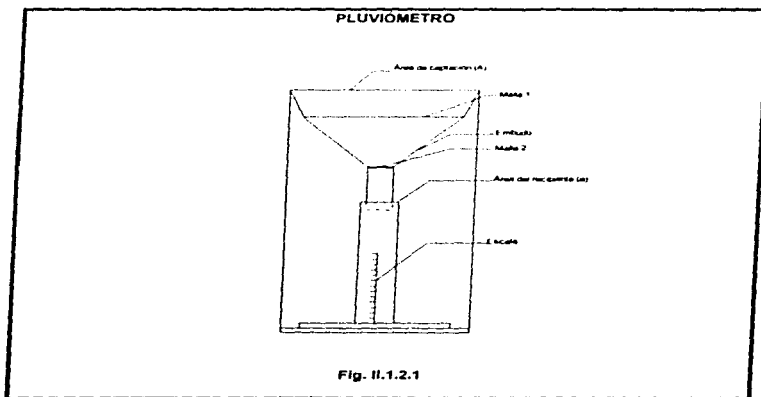


## II.1.2 APARATOS DE MEDICIÓN

La precipitación se mide en altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos más usuales para medir la precipitación son el pluviómetro y el pluviógrafo.

## II.1.2.1 Pluviómetro

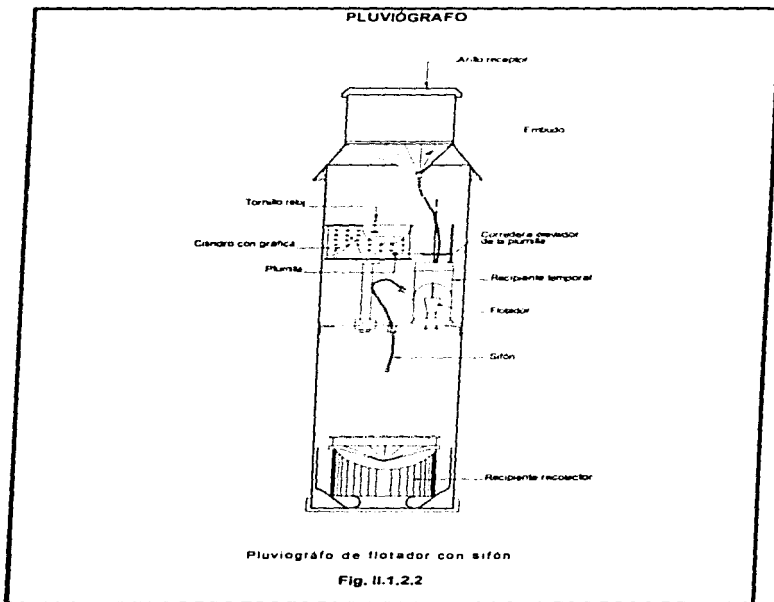
Es un recipiente expuesto a la intemperie y abierto en su parte superior. Consta fundamentalmente de tres partes. Un área de captación, en la parte superior, que se comunica a un recipiente cilíndrico de área menor, mediante un embudo. La relación entre las áreas (mayor y menor) es generalmente igual a 10, de tal manera que al introducir una escala graduada en centímetros en el recipiente menor, se lee la precipitación real en milímetros ( Ver figura II.1.2.1 )





## II.1.2.2 Pluviógrafo

Es similar al pluviómetro, solo que adicionalmente tiene un mecanismo para registrar la variación de la precipitación en el tiempo. El equipo adicional consta de un mecanismo de relojería y un detector de volumen de agua dentro del recipiente ( Ver figura II.1.2.2 )



**II.1.3 TIPOS DE REGISTRO**

El tipo de registro que se utiliza para recabar información de la precipitación depende de tres condiciones: localización, tipo de aparato y acceso al sitio donde se encuentre ubicado.

En nuestro medio, el registro dibujado en papel es el más usual, y en caso de sitios no habitados o poco accesibles, se puede grabar la información en cinta magnética.

En algunas ocasiones la selección del tipo de registro se hace en función de como se va a utilizar la información, por ejemplo si se utiliza para predicción de avenidas, los registros de precipitación deben ser procesados lo más rápidamente posible, para lo cual conviene manejar los datos en la estación central, empleando registros en cinta magnética.

**II.1.4 FUENTES DE INFORMACIÓN**

Para conocer la precipitación en alguna región del país se dispone de aproximadamente 3,000 pluviómetros y 400 pluviógrafos, los cuales son operados principalmente por la Comisión Federal de Electricidad, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y la Comisión Internacional de Límites y Aguas. Cada una de ellas publica boletines hidrológicos en los que se resume la información recabada.

**Para el desarrollo del presente trabajo la información hidrométrica, se recopiló de las dos siguientes estaciones:**

**PUXMETACÁN, OAX.** Latitud N 17° 16' Longitud W 95° 39' Altitud: 440 m con altímetro

**DESCRIPCIÓN.-** Consta de pluviómetro, termómetro, evaporómetro, pluviógrafo, higrómetrografo, anemógrafo y veleta.

**ANTECEDENTES.-** Fue instalada por la Comisión del Papaloapan en Diciembre de 1955 y en abril de 1976 se completó con evaporómetro, pluviógrafo, higrómetrografo, anemógrafo y veleta.

ZAPOTE, OAX. .- Latitud N 17° 41' Longitud W 95° 53' Altitud 60 m

DESCRIPCIÓN.- Consta de pluviómetro, termómetro, evaporómetro y veleta

ANTECEDENTES.- Fue instalada por la Comisión del Papaloapan en Abril de 1955

### II.1.5 PRESENTACIÓN DE LA INFORMACIÓN

Para realizar cualquier tipo de análisis de precipitación, la información se presenta en formas auxiliares, las cuales varían según la dependencia que las elabore y el uso que se les va a dar. En las tablas II.1.5.a y II.1.5.b se presentan los resúmenes de Precipitación mensual de las estaciones hidrométricas Puxmetacán y Zapote, publicados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, correspondientes a la Región Hidrológica No. 28 ( Papaloapan)

Tabla II.1.5.a

PRECIPITACIÓN MENSUAL EN mm. DE ALTURA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA PUXMETACÁN												
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.
1955												117.20
1956	46.60	56.80	30.50	36.70	351.70	358.70	901.20	566.10	354.80	69.90	166.50	93.90
1957	58.30	101.70	61.60	45.10	27.70	169.00	567.40	578.70	248.00	189.50	73.20	4.90
1958	79.80	19.60	50.60	13.20	98.30	481.30	1283.40	376.50	548.50	287.30	352.70	120.00
1959	27.80	144.40	35.20	125.40	34.90	311.80	438.40	684.60	225.70	409.00	62.20	30.90
1960	62.90	8.70	46.60	74.50	42.00	292.70	561.60	806.40	546.70	151.20	123.90	67.80
1961	49.80	53.20	77.40	9.30	42.90	380.20	885.90	400.50	317.50	130.90	400.40	69.40
1962	32.30	0.00	21.60	172.80	100.10	227.20	468.40	407.70	464.00	215.20	69.30	52.80
1963	30.30	5.70	19.00	0.50	131.00	319.90	537.50	490.20	386.20	101.20	28.60	70.10
1964	13.50	10.00	11.80	8.80	56.60	639.20	532.30	345.10	467.40	97.70	152.60	90.10
1965	68.60	27.40	28.90	64.90	49.70	404.70	691.90	372.30	336.90	319.50	70.10	57.30
1966	24.00	34.30	66.20	7.20	182.70	790.40	603.70	294.80	515.70	608.20	46.90	47.90
1967	49.50	47.70	9.60	52.80	54.20	442.30	718.80	453.00	269.00	146.50	70.40	114.70
1968	120.70	95.10	18.50	69.30	119.50	538.00	858.00	735.00	584.60	243.80	160.00	137.90
1969	34.20	32.70	56.70	27.50	54.40	279.50	787.20	628.90	678.80	211.10	57.80	79.00
1970	39.40	77.30	31.70	6.80	28.50	241.30	512.70	568.00	382.80	244.00	86.80	17.50
1971	15.70	8.00	15.00	31.10	30.70	290.90	719.70	666.20	270.10	372.60	184.30	108.40
1972	61.80	42.60	14.50	49.10	131.00	422.60	565.30	698.70	289.80	107.40	164.40	28.80
1973	24.60	69.80	0.00	49.10	113.50	262.10	552.60	850.50	287.70	114.80	80.80	84.50
1974	53.00	71.60	36.00	7.00	175.30	499.00	500.70	257.70	486.80	146.60	53.80	18.00
1975	33.40	48.80	43.90	19.80	258.90	283.20	454.80	851.70	620.30	354.50	35.80	118.00
1976	105.70	44.50	12.80	66.40	74.20	705.80	358.50	337.10	437.30	265.70	110.10	93.40
1977	30.80	43.60	25.30	95.90	61.80	393.70	768.80	385.00	415.00	228.10	235.70	66.90
1978	25.30	82.30	50.00	4.00	166.90	552.50	706.50	497.30	590.90			99.90
1979	39.80	73.20	26.80	85.60	156.20	247.10	373.40	730.80	461.70	88.40	136.70	172.40
1980	119.20	34.00	11.80	66.90	25.10	443.60	736.80	338.90	607.60	139.90	112.60	132.30
1981	100.30	80.40	22.40	55.40	124.50	608.00	703.50	578.30	340.70	325.40	131.40	215.00
Σ =	1383.3	1313.7	626.4	1247.1	2732.3	10828	16888	14199.8	10934	8567.2	3168.3	2308.8
Prom	82.08	80.63	31.71	47.97	108.09	408.64	646.61	646.61	420.62	222.69	126.73	85.61

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGIÓN HIDROLÓGICA No. 28 (PAPALOAPAN), 1955 A 1981 S.A.R.H.

Tabla II.1.5.b

PRECIPITACIÓN MENSUAL EN mm. DE ALTURA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA ZAPOTE												
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1955	61.60	32.80	60.60	42.40	15.30	82.50	933.80	177.80	773.40	219.20	145.00	155.60
1956	59.20	95.30	111.30	34.20	116.30	131.50	534.20	464.50	371.90	231.00	49.70	43.80
1958	48.90	25.30	79.90	2.00	155.80	471.00	1002.30	740.90	608.10	424.10	224.00	107.50
1959	64.30	58.50	85.70	89.20	47.30	631.50	646.50	261.90	128.20	534.00	81.10	45.00
1960	75.60	78.50	31.50	54.20	26.70	181.70	477.00	679.50	412.40	156.40	149.70	83.70
1961	152.70	30.30	94.60	9.20	99.70	665.30	596.90	370.70	378.90	148.70	295.80	108.10
1962	32.30	2.30	107.40	134.30	18.60	261.70	429.50	238.70	515.60	233.20	65.20	79.50
1963	67.20	24.70	50.50	2.00	129.20	431.20	373.60	300.60	561.70	95.00	48.20	15.10
1964	53.70	38.70	77.20	4.30	268.50	438.30	370.30	240.00	432.90	172.70	64.20	194.50
1965	78.90	85.40	48.40	5.50	42.10	594.00	575.60	392.70	331.00	403.20	114.10	93.30
1966	59.40	108.00	102.80	47.80	131.90	633.30	472.70	165.90	422.20	363.10	112.20	21.80
1967	55.00	66.50	49.10	92.90	96.70	399.90	540.50	508.00	536.80	314.80	104.20	50.40
1968	100.90	106.40	53.30	75.30	89.90	498.60	867.80	494.60	527.50	314.40	157.20	247.30
1969	25.30	67.30	107.20	9.90	69.40	318.80	758.50	1165.70	779.50	110.40	85.50	75.30
1970	51.70	122.20	87.10	5.90	42.60	277.30	602.60	647.00	298.10	78.70	99.30	31.20
1971	64.60	30.80	63.40	134.40	67.00	323.40	762.20	440.00	283.40	321.30	199.40	97.20
1972	45.10	57.90	21.90	120.00	228.20	392.80	835.80	445.50	491.40	177.40	185.40	16.90
1973	41.10	87.00	4.90	38.10	237.30	490.30	509.30	761.70	425.80	272.20	81.40	87.90
1974	135.70	82.70	13.90	60.00	121.30	655.00	468.40	191.20	680.10	197.80	41.70	17.10
1975	77.10	114.60	18.10	8.20	279.00	249.70	455.30	498.20	603.10	218.60	73.60	167.60
1976	129.70	15.30	29.00	191.20	109.40	428.50	495.00	580.40	664.60	341.00	170.40	69.40
1977	81.30	56.30	41.40	18.90	60.80	325.10	484.00	413.10	625.70	199.90	147.20	44.00
1978	53.90	100.80	105.00	4.40	178.90	772.00	629.90	578.80	415.70	363.10	5.40	129.80
1979	77.80	95.70	34.90	139.90	224.20	302.20	280.20	655.90	296.20	111.50	115.70	149.30
1980	111.10	43.30	32.00	83.50	52.30	482.30	533.20	471.70	691.90	122.60	169.70	98.20
1981	123.30	151.70	33.80	56.20	213.40	539.50	619.70	706.90	382.50	375.20	116.00	168.20
Σ =	1927.4	1825.3	1549.9	1548.1	3411.7	11718	15842.8	13108.5	13084	6824.3	3322.1	2673.3
Prom	74.13	70.20	59.61	57.34	126.38	433.99	586.77	485.50	484.61	264.34	123.04	98.79

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGIÓN HIDROLÓGICA No 28 (PAPALOAPAN), 1955 A 1981 S.A.R.H.

## II.1.6 TÉCNICAS DE ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN

## II.1.6.1 Análisis de la Precipitación Registrada en una Estación ó Precipitación Puntual.

El análisis se realiza con los datos registrados en cada estación, a continuación se describen los pasos de que consta

## II.1.6.1.1 Curva Masa

La curva masa es la representación de la altura de precipitación acumulada a través del tiempo, desde el inicio de la tormenta hasta su terminación, se obtiene directamente del registro del pluviógrafo

### II.1.6.1.2 Hietograma

Es una representación mediante barras verticales de la variación de la altura de precipitación con respecto a intervalos de tiempo constantes. Utilizando la curva masa se obtiene el hietograma a través del siguiente procedimiento

1. Se divide la curva masa en intervalos de tiempo constantes.
2. Se obtiene la altura de precipitación hasta el final de cada intervalo de tiempo
3. Se calculan las diferencias de precipitación entre cada intervalo
4. Se grafican los valores obtenidos en 3

**Nota:** El procedimiento arriba descrito no se efectuó, debido a que no se dispone de los registros del pluviógrafo en ambas estaciones, únicamente se dispone de registros de pluviómetro, por lo cual para obtener los hietogramas de seis horas que se observan en las figuras II.1.6.1.2.a y II.1.6.1.2.b, se trabajó de la siguiente manera. Se aplicaron los siguientes porcentajes a la precipitación registrada en la estación Puxmetacán  $H_p = 135$  mm correspondiente al día 14 de septiembre de 1975 y a la registrada en la estación Zapote, el día 21 de septiembre de 1974 igual a 305 mm. Se aplicó el 10% para obtener la precipitación en la primera hora, el 12% para la segunda, el 15% para la tercera, el 38% para la cuarta, el 14% para la quinta y el 11% para la sexta hora.

# ESTACION PUXMETACAN

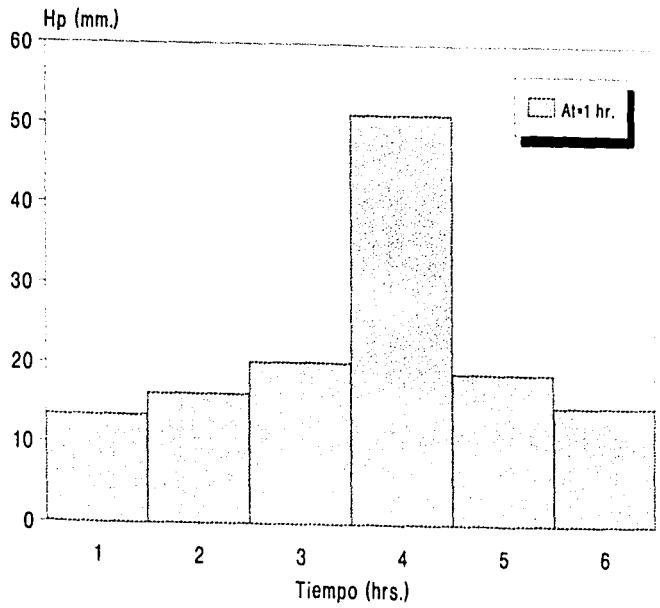


Figura II.1.6.1.2.a

# ESTACION ZAPOTE

ESTACION ZAPOTE

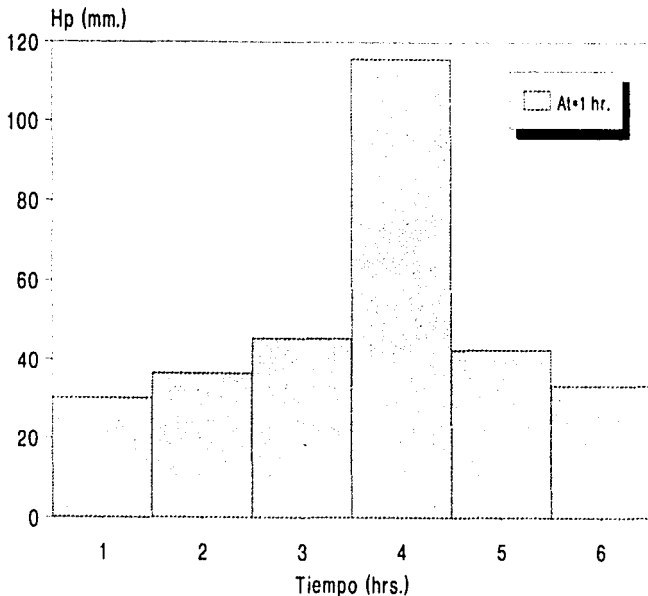


Figura II.1.6.1.2.b

**II.1.6.1.3 Curva Intensidad de la Lluvia-Duración-Periodo de Retorno.**

La obtención de esta curva permite tener un conocimiento de la variación de las características de la intensidad o de la precipitación con respecto a su frecuencia de incidencia (periodo de retorno) Se utilizan en modelos de relación Lluvia - Esguimiento

**Nota:** No se dispone de información del pluviógrafo para la estación Puxmetacán y en la estación Zapote no se cuenta con este aparato de medición, esta información es indispensable para la elaboración de la Curva Masa y de la Curva Intensidad de la Lluvia - Duración - Periodo de Retorno Debido a esto únicamente se elaboró el Hietograma para seis horas deducido mediante la aplicación de porcentajes a la precipitación registrada en la estación Puxmetacán el 14 de Septiembre de 1975 y a la registrada en la estación Zapote el 21 de Septiembre de 1974 Tal y como se describe en la nota hecha en el subcapítulo II 1 6 1 2 Hietograma



**II.2 ESCURRIMIENTO**

Cuando la lluvia es de tal magnitud que excede la capacidad de infiltración o retención del terreno y la vegetación, el excedente da origen al proceso del escurrimiento, esto es, se desplaza por efecto de la gravedad hacia las partes bajas de la cuenca, reconociendo los arroyos más cercanos hasta llegar a los ríos.

El agua de lluvia llega primero a los objetos que se encuentran sobre la superficie del terreno, como árboles, pasto, etc. En estos lugares parte de la lluvia es interceptada y parte llega al suelo, en donde se infiltra, llena las depresiones topográficas y se va acumulando en el terreno hasta romper la tensión superficial y fluir por la superficie de las laderas hacia los cauces.

**II.2.1 AFORO DE CORRIENTES**

Aforar una corriente en una sección es determinar el volumen que pasa por ella en la unidad de tiempo, es decir el gasto, con el objeto de determinar la magnitud y distribución del escurrimiento en el tiempo.

Los procedimientos más comunes para aforar las corrientes son:

- a) Sección de control
- b) Relación sección - pendiente
- c) Relación sección - velocidad

Para el desarrollo del presente trabajo la información hidrométrica, se recopiló de las siguientes estaciones:

**ESTACIÓN PUXMETACÁN SOBRE EL RÍO PUXMETACÁN**

**DESCRIPCIÓN.-** Esta situada a 5 kilómetros de la población de Puxmetacán, Oaxaca, se afora en una estructura de cable y canastilla, con claro libre entre los apoyos de 70 m.

**DATOS.-** Se empezaron a tomar registros a partir de julio de 1957

**ÁREA DE LA CUENCA.-** Hasta el sitio de la estación es de 820 8 km<sup>2</sup>

#### ESTACIÓN ZAPOTE SOBRE EL RÍO MANSO.

**DESCRIPCIÓN.-** Esta situada en el poblado de San José río Manso, Oaxaca, a 135 kilómetros de Cd Alemán, Veracruz, se afora en una estructura de cable canastilla apoyada en una torre de concreto de 4 m de altura en la margen izquierda y una base de 1 m en la margen derecha, habiendo un claro entre los apoyos de 130 m

**DATOS.-** Se empezaron a tomar registros a partir de marzo de 1955

**ÁREA DE LA CUENCA.-** Hasta el sitio de la estación es de 632 8 km<sup>2</sup>

##### II.2.1 Sección de Control

En Hidráulica una sección de control en una corriente es aquella en donde existe una relación única entre el tirante del agua y el gasto. Para una sección de control, solo se requiere conocer el nivel del agua y la forma de la sección para determinar el gasto

##### II.2.1.2 Relación Sección - Pendiente

Este procedimiento consiste en la determinación del gasto a partir de la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^2 S^{1/2}$$

donde

$V$  = Velocidad media de la corriente, en m/s

$n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning

$R$  = Radio hidráulico medio, en m

$S$  = Pendiente hidráulica

Si se conoce el área media de la sección,  $A$ , el gasto es

$$Q = V A$$

### II.2.1.3 Relación Sección - Velocidad

Es el criterio más comúnmente utilizado para aforar ríos. Se basa en el principio de continuidad, este criterio es utilizado en las Estaciones Hidrométricas Puxmetacán y Zapote

$$Q = V A$$

donde

$Q$  = Gasto en la sección, en  $m^3/s$

$V$  = Velocidad media de la corriente, en  $m/s$

$A$  = Área de la sección transversal hasta el nivel del agua, en  $m^2$

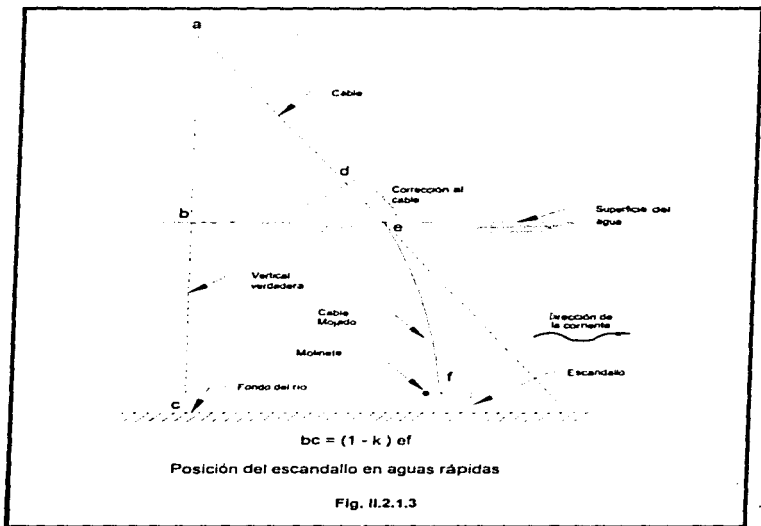
Lo anterior implica que, para conocer el gasto de un río, en una cierta sección de este, se requiere valuar su velocidad y su área.

Si se determina el perfil de la sección de aforos, al conocer el tirante del agua se obtiene el área hidráulica. Entonces, el problema se reduce a medir en una sección de aforos las elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

Para medir la velocidad de la corriente de un río se utiliza un molinete que se liga al escandallo, colocándolo a una distancia conveniente arriba del peso del plomo. Cuando las mediciones se efectúan utilizando un sistema de cable - canastilla, en aguas rápidas y profundas, se tienen que hacer correcciones, con el objeto de determinar la altura vertical de la corriente y la posición relativa del molinete ( Ver figura II.2.1.3 )

Valores de K y  $\eta$ 

$\eta$	K	$\eta$	K
4	0 0006	22	0 0248
6	0 0016	24	0 0296
8	0 0032	26	0 0350
10	0 0050	28	0 0408
12	0 0072	30	0 0472
14	0 0098	32	0 0544
16	0 0128	34	0 0620
18	0 0164	36	0 0698
20	0 0204		



En las tablas II.2.1.3.a y II.2.1.3.b se presentan los resúmenes de Gastos máximos mensuales por año de las estaciones hidrométricas Puxmetacán y Zapote respectivamente, publicados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, correspondientes a la Región Hidrológica No 28 (Papaloapan)

Tabla II.2.1.3.a

GASTOS MÁXIMOS MENSUALES EN m <sup>3</sup> /seg. ESTACIÓN HIDROMÉTRICA PUXMETACÁN												
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1957							314 00	201 00	91 30	133 00	53 90	19 10
1958	16 00	10 20	8 01	12 70	23 80	517 00	547 00	534 00	389 00	380 00	177 00	98 40
1959	27 00	22 50	28 40	16 30	18 00	117 00	256 00	300 00	667 00	188 00	121 00	43 70
1960	25 40	14 20	12 80	32 50	9 70	89 00	622 00	1360 00	446 00	223 00	126 00	61 50
1961	34 20	28 70	27 00	14 90	17 40	85 20	382 00	326 00	246 00	82 50	200 00	41 60
1962	23 00	15 60	12 00	21 20	15 40	64 80	209 00	242 00	215 00	304 00	59 40	27 90
1963	16 40	12 40	13 20	9 13	21 40	59 50	245 00	252 00	551 00	98 50	33 60	38 70
1964	16 00	12 60	12 10	12 10	43 50	482 00	323 00	218 00	140 00	116 00	95 30	73 00
1965	33 50	19 10	12 90	13 30	13 70	218 00	400 00	208 00	272 00	310 00	82 30	42 60
1966	21 00	28 20	17 50	17 40	25 30	818 00	638 00	176 00	303 00	281 00	67 00	26 20
1967	19 60	17 70	18 60	15 80	20 50	154 00	371 00	160 00	119 00	104 00	34 80	71 70
1968	24 80	34 80	16 30	30 50	23 40	429 00	357 00			74 60	72 40	40 80
1969	81 80	108 00	17 70	14 80	27 70				510 00	281 00	31 50	26 90
1970	17 70	20 50	12 90	14 40	9 20	34 80				78 40	78 40	22 40
1971	16 30	12 90	10 40	14 80	15 80	93 40		374 00	135 00	153 00	53 70	3 00
1972	35 00	23 00	11 00	8 73	8 73	83 00	129 00		149 00	80 30	79 60	30 00
1973	16 00	11 00	10 40	7 72	6 39							
1974	17 40	18 40		3 15	8 00	144 00	218 00	247 00	380 00	194 00	34 90	19 90
1975	12 90	13 10	12 80	8 70	13 90	176 00	190 00	377 00	681 60	165 00	37 60	116 00
1976	36 10	27 50	13 30	17 80	19 10	496 00	190 00	227 00	258 00	156 00	68 90	27 80
1977	17 60	12 80	10 50	8 13	7 06	63 50	173 00	319 00	107 00	148 00	174 00	29 90
1978	16 80	12 60	11 20	9 11	17 13	60 60	99 60	435 00	476 00	120 00	35 60	39 00
1979	23 10	16 70	18 00	10 60	14 30	60 60	106 00	234 00	361 00	58 90	46 20	37 40
1980	29 30	19 80	11 70	14 30	7 36	106 00	234 00	236 00	255 00	177 00	77 30	28 50
1981	23 40	26 10	15 40	12 70	18 40	165 00	452 00	626 00	596 00	243 00	54 10	121 00
Max.	81 60	108 00	28 40	32 50	43 50	518 00	638 00	1360 00	681 60	380 00	200 00	121 00

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGIÓN HIDROLÓGICA No. 28 (PAPALOAPAN), 1957 A 1981 S A R H.

Tabla II.2.1.3.b

GASTOS MÁXIMOS MENSUALES EN m <sup>3</sup> /seg. ESTACIÓN HIDROMÉTRICA ZAPOTE												
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1955				25 50	21 70	66 40	371 00	272 00	496 00	326 00	171 00	178 00
1956	63 40	46 40	76 70	145 00	203 00	224 00	472 00	379 00	577 00	178 00	209 00	186 00
1957	49 10	68 10	53 80	39 00	44 50	279 00	518 00	334 00	208 00	332 00	120 00	56 50
1958	33 00	18 80	28 00	25 20	38 00	140 00	564 00	955 00	482 00	785 00	282 00	212 00
1959	51 00	52 50	131 00	56 00	56 00	374 00	320 00	256 00	142 00	380 00	380 00	52 10
1960	60 00	22 00	29 30	40 00	22 80	176 00	477 00	654 00	470 00	232 00	274 00	130 00
1961	81 00	32 70	224 00	22 50	24 00	296 00	555 00	432 00	361 00	253 00	469 00	124 00
1962	67 10	28 80	39 60	135 00	46 40	147 00	449 00	116 00	285 00	245 00	29 50	48 90
1963	28 10	11 50	45 90	8 53	26 60	88 90	352 00	241 00	317 00	105 00	89 80	84 00
1964	45 10	21 90	38 60	38 50	65 60	336 00	278 00	293 70	196 00	332 00	223 00	304 00
1965	54 80	38 50	33 70	110 00	131 00	270 00	408 00	236 00	519 00	880 00	160 00	92 30
1966	120 00	100 00	51 10	33 70	42 00	497 00	375 00	207 00	430 00	347 00	107 00	44 40
1967	75 00	28 00	19 20	33 60	48 50	311 00	433 00	197 00	338 00	248 00	111 00	139 00
1968	78 30	88 20	41 70	134 00	106 00	248 00	695 00	370 00	407 00	182 00	195 00	179 00
1969	311 00	28 80	89 90	41 50	52 50	487 00	858 00	808 00	1203 00	225 00	54 00	120 00
1970	26 10	72 30	21 80	24 50	41 30	255 00	578 00	565 00	422 00	156 00	251 00	27 80
1971	92 50	25 40	59 00	151 00	34 50	144 00	498 00	293 00	192 00	302 00	403 00	160 00
1972	118 00	73 00	25 60	61 10	464 00	303 00	422 00	418 00	274 00	208 00	447 00	110 00
1973	25 00	43 80	32 60	46 60	118 00	507 00	509 00	722 00	608 00	182 00	64 90	171 00
1974	88 30	99 80	37 40	24 00	60 50	629 00	255 00	145 00	1570 00	399 00	191 00	133 00
1975	90 50	142 00	17 80	28 20	99 70	281 00	247 00	708 00	1177 00	407 00	56 00	302 00
1976	197 00	56 00	56 20	33 50	155 00	358 00	254 00	318 00	674 00	264 00	180 00	92 60
1977	37 40	34 10	27 90	13 40	56 90	188 00	463 00	258 00	330 00	173 00	353 00	161 00
1978	60 00	85 70	43 70	14 20	42 60	518 00	597 00	412 00	586 00	198 00	119 00	142 00
1979	45 30	61 70	30 50	22 30	40 00	194 50	126 00	631 00	319 00	63 00	102 00	69 20
1980	56 80	59 60	51 10	233 00	32 80	191 00	203 00	500 00	431 00	233 00	302 00	95 70
1981	120 00	125 00	72 00	21 00	48 60	275 00	682 00	1121 00	848 00	647 00	179 00	194 00
Max.	311 00	142 00	224 00	233 00	464 00	629 00	858 00	1121 00	1570 00	880 00	469 00	304 00

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGIÓN HIDROLÓGICA No. 28 (PALAOLAPAN), 1955 A 1981 S A R H.

## II.2.2 HIDROGRAMA

Un hidrograma es una gráfica en la que se representa el gasto que pasa por una sección particular de un río, como función del tiempo

## II.2.2.1 Análisis del Hidrograma de una Avenida

Se le denomina análisis del hidrograma de una avenida a la división de este en sus componentes (escurrimiento directo y escurrimiento base). lo cual permite establecer relaciones más sencillas con las características de la lluvia

La separación del escurrimiento base del directo, depende del comportamiento del escurrimiento subterráneo, el cual es prácticamente imposible de conocer. Esto a dado lugar a que

existan diferentes métodos de separación, todos ellos aproximados, cuya selección depende de consideraciones subjetivas y de la experiencia de quien realiza el análisis.

Los métodos más utilizados para trazar la frontera entre el escurrimiento directo y el base son:

- I. La frontera se define trazando una recta horizontal que parte del punto de inflexión  $A$  que muestra el punto de inicio del escurrimiento directo y llega hasta donde corta al hidrograma ( Ver fig. II.2.2.1.1 )
- II. La frontera se define trazando una recta entre los puntos  $A$  y  $E$  ( Ver fig. II.2.2.1.2 ) Para encontrar el punto  $E$  se obtiene la curva de vaciado del escurrimiento base, analizando primero una serie de hidrogramas y seleccionando tramos en los que solo existe escurrimiento base; los tramos seleccionados se dibujan en papel semilogarítmico, representando en el eje aritmético el tiempo y en el logarítmico el gasto, y se desplazan horizontalmente tratando de definir una sola curva. La curva de vaciado definida se superpone al hidrograma por analizar haciéndola coincidir en el extremo derecho y se determina el punto  $E$  como aquel en que la curva se separa del hidrograma
- III. La frontera se traza mediante una horizontal a partir del punto de inflexión  $A$ , hasta la proyección del punto  $C$  que corresponde al gasto máximo (punto  $C'$ ). Se calcula:

$$N = 0.827 A^{0.2}$$

donde:

$A$  Área de la cuenca, en  $\text{km}^2$ .

$N$  Tiempo de vaciado del escurrimiento directo, en días

A partir del punto  $C'$  se toma una distancia horizontal igual a  $N$  para definir el punto  $E$ . Se traza una recta entre  $C'$  y  $E$ .

En el análisis de los hidrogramas de las estaciones Puxmetacán y Zapote (figuras II.2.2.1.a y II.2.2.1.b respectivamente), se adoptó el **Método III**, anteriormente descrito

#### Hidrograma de la Estación Puxmetacán

$$A = 820.8 \text{ km}^2.$$

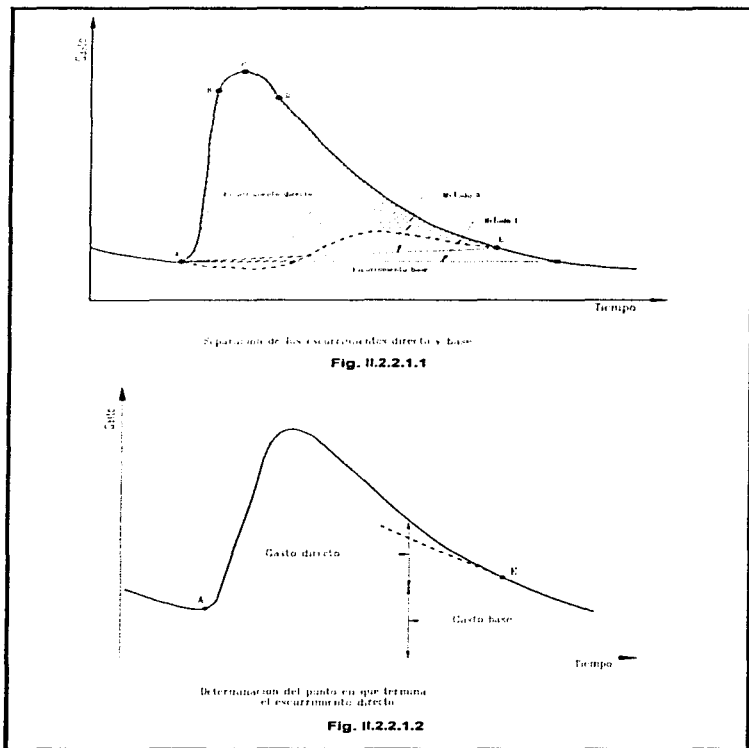
$$N = 0.827 (820.8 \text{ km}^2)^{0.2} = 3.2 \text{ días.}$$

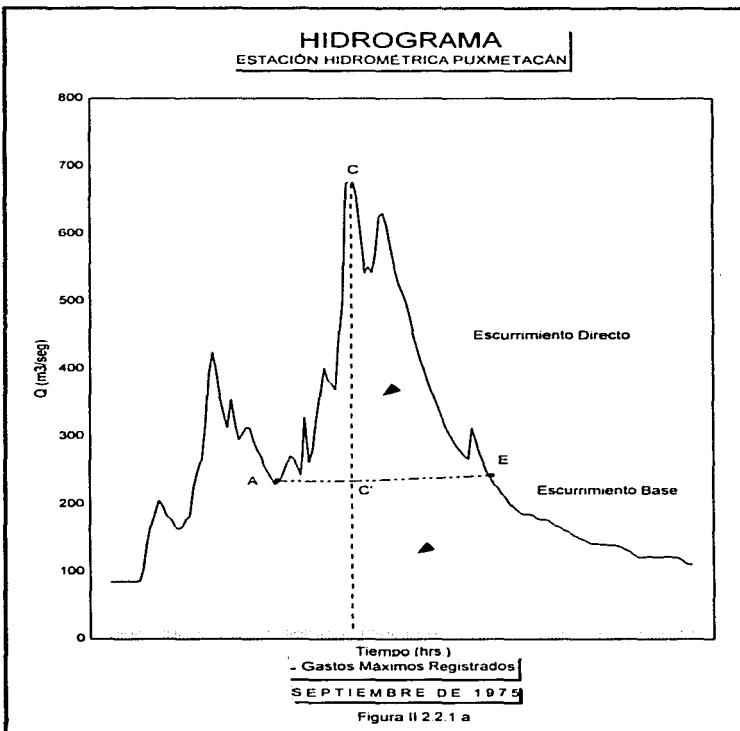
#### Hidrograma de la Estación Zapote

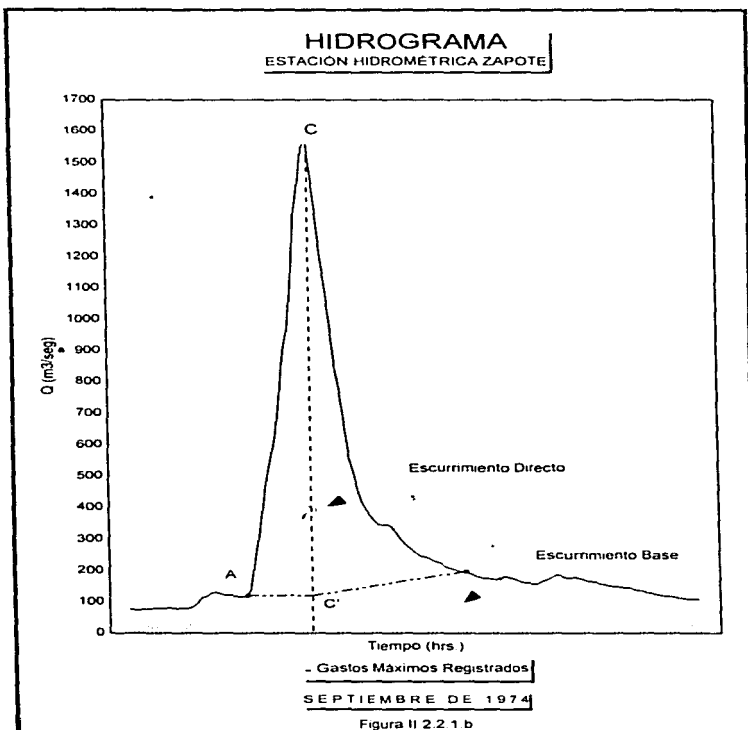
$$A = 632.8 \text{ km}^2.$$

$$N = 0.827 (632.8 \text{ km}^2)^{0.2} = 3.0 \text{ días.}$$









### II.3 PÉRDIDAS

De la lluvia que cae en una cuenca al producirse una tormenta, una parte escurre superficialmente para alimentar los cauces por los que transita hasta llegar a la salida de la cuenca, otra parte es interceptada por la vegetación retenida en depresiones del terreno en los que se forman charcos, o se filtra para satisfacer primero la capacidad del terreno para humedecerse y alimentar después a los acuíferos. A la segunda parte, formada por la intercepción, la retención en depresiones y la infiltración, se denomina "pérdida".

Los componentes de las pérdidas, es decir, la intercepción, la retención y la infiltración, son difíciles de separar, por lo que en general, se acostumbra calcularlas conjuntamente y considerarlas como infiltración, ya que esta componente es la más importante.

#### II.3.1 DETERMINACIÓN DE LAS PÉRDIDAS

Cuando durante una tormenta se ha medido simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, la determinación de las pérdidas se hace a partir de su definición, es decir, se calculan como la diferencia entre el volumen que llovió y el que se convirtió en escurrimiento directo

$$V_p = V_{ll} - V_{dd}$$

donde

$V_p$  = Volumen de pérdidas

$V_{ll}$  = Volumen llovido

$V_{dd}$  = Volumen de escurrimiento directo

El volumen llovido se calcula multiplicando la precipitación registrada en la cuenca por su área y se acostumbra expresarlo como hietograma ( Ver Subcapítulo II.1 PRECIPITACIÓN )

Para calcular el volumen de escurrimiento directo, es necesario analizar primero el hidrograma para separar el escurrimiento directo del base, de esta forma, el volumen de escurrimiento directo será igual al área del hidrograma de escurrimiento directo ( Ver Subcapítulo II.2 ESCURRIMIENTO ) Esta área se obtuvo en ambos casos empleando un planímetro modelo KENT, Tipo Zero Set Device and Optical Tracer (made in Switzerland)

**Para Puxmetacán se tiene:**

$$V_{iD} = 7\,152\,417\text{E}+07\text{ m}^3$$

$$V_{iD} = H_r \times A$$

$$H_r = 135\text{ mm} = 0.135\text{ m}$$

$$A = 820.8\text{ km}^2 = 8\,208\text{E}+08\text{ m}^2$$

$$V_{iD} = (0.135\text{ m}) \times (8\,208\text{E}+08\text{ m}^2) = 1\,108\,08\text{E}+08\text{ m}^3$$

$$V_r = (1\,108\,08\text{E}+08\text{ m}^3) - (7\,152\,417\text{E}+07\text{ m}^3) = 3\,928\,383\text{E}+07\text{ m}^3$$

**Para Zapote se tiene:**

$$V_{iD} = 1\,574\,84\text{E}+08\text{ m}^3$$

$$V_{iD} = H_r \times A$$

$$H_r = 305\text{ mm} = 0.305\text{ m}$$

$$A = 632.8\text{ km}^2 = 6\,328\text{E}+08\text{ m}^2$$

$$V_{iD} = (0.305\text{ m}) \times (6\,328\text{E}+08\text{ m}^2) = 1\,930\,04\text{E}+08\text{ m}^3$$

$$V_r = (1\,930\,04\text{E}+08\text{ m}^3) - (1\,574\,84\text{E}+08\text{ m}^3) = 3\,552\text{E}+07\text{ m}^3$$

Los criterios más comunes para calcular la distribución de las pérdidas en el tiempo son:

- a) Capacidad de infiltración media
- b) Coeficiente de escurrimiento

### II.3.1.1 Capacidad de Infiltración Media

En este criterio se parte de la suposición de que el suelo tiene una capacidad de infiltración constante durante toda la tormenta; de tal manera que, siempre que llueve con una intensidad menor que dicha capacidad, se infiltra todo lo que llueve, y cuando llueve con una intensidad mayor que la capacidad de infiltración, la diferencia escurre.

Para calcular la capacidad de infiltración correspondiente a una tormenta dada, se utilizan los siguientes pasos:

- 1º. Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo.
- 2º. Se calcula la "altura de la lámina de lluvia en exceso" como el cociente entre el volumen de escurrimiento directo y el área de la cuenca.
- 3º. Se supone un valor de  $\phi$  (índice de infiltración) constante en el hidrograma de la tormenta y se determina la "altura de la lámina de lluvia en exceso" en ese hidrograma. Si esta altura es igual a la calculada en el paso 2º, el valor de  $\phi$  es el correcto; si no, se propone otro y se repite el cálculo hasta obtener el valor correcto.

En las tablas II.3.1.1.a y II.3.1.1.b se presentan los resultados del cálculo del índice de infiltración para los dos casos, empleando el programa HIDROSUP (Elaborado por Ing. Oscar A. Kampthner R. y el Ing. Luis M. Salmones H. de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Laboratorio de Hidráulica).

Tabla II.3.1.1.a

ESTACIÓN PUXMETACÁN					
ÍNDICE DE INFILTRACIÓN MEDIA					
VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO: 7.152417E+07 m <sup>3</sup>					
PRECIPITACIÓN EN EXCESO : 87.13959 mm					
ÍNDICE DE INFILTRACIÓN MEDIA : 7.976604 mm/hr					
HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO				HIETOGRAMA	
Tiempo (hr)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (hr)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (hr)	Precipitación (mm)
0	0 00	60	380 36	0	0 00
2	4 67	62	347 44	1	13 50
4	14 00	64	319 18	2	16 20
6	28 01	66	295 58	3	20 20
8	42 01	68	281 34	4	51 30
10	37 35	70	267 08	5	18 90
12	28 01	72	243 50	6	14 90
14	14 00	74	215 24		
16	99 34	76	196 33		
18	32 68	78	177 40		
20	51 35	80	163 15		
22	98 04	82	144 23		
24	135 39	84	129 98		
26	172 73	86	120 40		
28	154 06	88	106 14		
30	149 39	90	91 90		
32	140 05	92	77 64		
34	219 42	94	68 05		
36	270 77	96	58 48		
38	443 51	98	48 89		
40	452 85	100	42 11		
42	443 26	102	34 39		
44	415 01	104	29 48		
46	363 40	106	75 92		
48	311 81	108	57 00		
50	320 90	110	38 08		
52	311 32	112	23 83		
54	343 75	114	9 58		
56	394 85	116	0 00		
58	399 28				

# ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Tabla II.3.1.1.b

**ESTACIÓN ZAPOTE**

**ÍNDICE DE INFILTRACIÓN MEDIA**

VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO: 1.57484E+08 m<sup>3</sup>  
 PRECIPITACIÓN EN EXCESO : 248.8685 mm  
 ÍNDICE DE INFILTRACIÓN MEDIA : 9.35515 mm/hr

**HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO**

**HIETOGRAMA**

Tiempo (hr)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (hr)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (hr)	Precipitación (mm)
0	0 00	54	314 95	0	0 00
2	0 98	56	273 53	1	30 50
4	20 58	58	246 81	2	36 60
6	108 82	60	225 00	3	45 70
8	181 37	62	208 08	4	115 90
10	275 49	64	193 14	5	42 70
12	383 33	66	188 97	6	33 60
14	442 15	68	189 71		
16	510 78	70	181 62		
18	628 43	72	164 70		
20	780 39	74	141 91		
22	845 09	76	124 02		
24	991 17	78	109 07		
26	1,226 47	80	95 10		
28	1,315 68	82	83 08		
30	1,432 35	84	72 06		
32	1,453 33	86	66 91		
34	1,341 90	88	57 84		
36	1,222 06	90	47 79		
38	1,075 77	92	42 65		
40	982 35	94	30 64		
42	860 54	96	22 54		
44	724 02	98	16 42		
46	639 46	100	9 31		
48	529 41	102	2 21		
50	421 72	104	0 00		
52	371 07				



## II.3.1.2 Coeficiente de Escurrimiento

En este caso se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la precipitación, de tal manera que el volumen escurrido,  $V_{es}$ , es igual al producto del volumen llovido,  $V_{ll}$ , por un coeficiente  $C_e$ , llamado coeficiente de escurrimiento. Por lo tanto el coeficiente de escurrimiento se determina con

$$C_e = \frac{V_{es}}{V_{ll}}$$

Para Puxmetacán se tiene:

$$V_{es} = 7\ 152\ 417\text{E}+07\ \text{m}^3$$

$$V_{ll} = H_r \times A$$

$$H_r = 135\ \text{mm} = 0\ 135\ \text{m}$$

$$A = 820\ 8\ \text{km}^2 = 8\ 208\text{E}+08\ \text{m}^2$$

$$V_{ll} = (0\ 135\ \text{m}) \times (8\ 208\text{E}+08\ \text{m}^2) = 1\ 108\ 08\text{E}+08\ \text{m}^3$$

$$C_e = (7\ 152\ 417\text{E}+07\ \text{m}^3) / (1\ 108\ 08\text{E}+08) = 0\ 645\ 478\ 395\ 1$$

Para Zapote se tiene:

$$V_{es} = 1\ 574\ 84\text{E}+08\ \text{m}^3$$

$$V_{ll} = H_r \times A$$

$$H_r = 305\ \text{mm} = 0\ 305\ \text{m}$$

$$A = 632\ 8\ \text{km}^2 = 6\ 328\text{E}+08\ \text{m}^2$$

$$V_{ll} = (0\ 305\ \text{m}) \times (6\ 328\text{E}+08\ \text{m}^2) = 1\ 930\ 04\text{E}+08\ \text{m}^3$$

$$C_e = (1\ 574\ 84\text{E}+08\ \text{m}^3) / (1\ 930\ 04\text{E}+08) = 0\ 815\ 962\ 363\ 5$$

### II.3.2 CRITERIOS PARA DISEÑO Y PREDICCIÓN EN CUENCAS AFORADAS

Las pérdidas varían con la magnitud de la tormenta y con el estado de humedad inicial del suelo, de tal manera que ni la capacidad de infiltración media ni el coeficiente de escurrimiento pueden considerarse constantes para una cuenca dada

#### II.3.2.1 Criterios para Diseño

En los problemas de diseño la principal variable es la magnitud de la lluvia, por lo que, en ese caso, es necesario establecer la relación entre dicha magnitud y las pérdidas. Consiste en calcular el coeficiente de escurrimiento y la precipitación total, para las tormentas registradas en el pasado, y ajustar una función que relacione ambas variables.

Se recomienda utilizar como función de ajuste a alguna de las siguientes

- a) Criterio del USSCS. - Según este criterio la relación entre el coeficiente de escurrimiento y la altura de precipitación total de una tormenta es de la forma

$$C_t = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P^2 + .08SP)}$$

donde:

$C_t$  = coeficiente de escurrimiento

$P$  = altura de precipitación, en mm

$S$  = parámetro dado en las mismas unidades que  $P$  (mm)

- b) Criterio utilizado en la Gran Bretaña. - Según este criterio, la relación es de la forma:

$$C_t = a_0 + a_1(\bar{P} - P)$$

donde:

$\bar{P}$  = promedio de las alturas de lluvia máximas anuales registradas con una duración igual a la de la tormenta de diseño

$\alpha_0, \alpha_1$  = parámetros que deben ajustarse utilizando los métodos estadísticos

### II.3.2.2 Criterios para Predicción

En los problemas de predicción la variable más importante es generalmente el estado de humedad en la cuenca en el momento en que se presenta la tormenta. El estado de humedad en la cuenca se puede caracterizar con el Índice de Precipitación Antecedente ( $IPA_j$ ), el cual se define con la ecuación recursiva

$$IPA_{j+1} = K \cdot IPA_j + P_j$$

donde:

$IPA_j$  = índice de precipitación antecedente al inicio del día  $j$

$K$  = constante que toma en cuenta la disminución de la humedad con el tiempo, puede tomarse 0.85

$P_j$  = precipitación media en la cuenca durante el día  $j$

#### II.4. RELACION ENTRE PRECIPITACIÓN Y ESCURRIMIENTO.

La información acerca de escurrimientos en una sección de interés sobre una corriente es necesaria para diseñar obras de aprovechamiento o de protección. En muchas ocasiones, el diseñador se encuentra con poca o ninguna información de mediciones directas que le permitan conocer la historia de los escurrimientos en el sitio de interés, por lo que tiene que recurrir a estimarlos a partir de los datos de precipitación. Además, ha estado o estará sujeta a cambios de importancia ( por ejemplo, por la construcción de obras de almacenamiento, urbanización y deforestación en partes de la cuenca, etc ), estos cambios modifican el régimen del escurrimiento, por lo que su registro histórico no representa correctamente el comportamiento futuro de la corriente.

En esos casos, y evidentemente en los problemas de predicción de avenidas a corto plazo, es necesario contar con un modelo que permita estimar los escurrimientos a partir de las características de la lluvia, tomando en cuenta las condiciones de la cuenca.

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es compleja, depende por una parte de las características de la cuenca y por otra de la distribución de la lluvia en la cuenca y en el tiempo.

Debido a lo complejo del fenómeno y a que la cantidad y calidad de la información disponible varía de un problema a otro, se ha desarrollado una gran cantidad de métodos para relacionar la lluvia con el escurrimiento. Dichos métodos van desde simples fórmulas empíricas, hasta modelos extremadamente detallados basados en principios de la Física.

##### II.4.1 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE UNA CUENCA.

La cuenca de drenaje asociada a una sección dada de una corriente, es el área que puede aportar escurrimiento hacia la sección. Esta limitada por el parteaguas, que es una línea imaginaria tal que la lluvia que cae dentro de él puede escurrir superficialmente hasta la sección considerada.

Desde el punto de vista de las relaciones lluvia - escurrimiento, las características de la cuenca interesan principalmente en dos aspectos:

- El volumen de escurrimiento producido por una tormenta dada
- La forma del hidrograma, la cual depende de la velocidad de respuesta de la cuenca al presentarse una tormenta

Estas características son

- a) Área de la cuenca. Es el área de la proyección horizontal de la superficie encerrada por el parteaguas. Para una misma lamina de lluvia efectiva, el volumen de escurrimiento directo es proporcional al área de la cuenca
- b) Longitud del cauce. Se acostumbra medir como la longitud del cauce principal en sentido horizontal.
- c) Pendiente del cauce. A diferencia de los conceptos anteriores, la pendiente del cauce no tiene un valor único, sino que varía de tramo en tramo, por lo que se representa con un valor medio que sirve de índice. De las fórmulas propuestas la de Taylor y Schwartz se recomienda, debido a que la pendiente calculada tiene una relación más directa con el tiempo de traslado del agua por el cauce. La ecuación correspondiente es:

$$S = \left[ \frac{L_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{L_i}{\sqrt{S_i}} \right]^2$$

donde:

$m$  = Número de tramos de pendiente uniforme sobre el cauce principal

$L$  = Longitud total

$L_i$  = Longitud del tramo  $i$

$S_i$  = Pendiente del tramo  $i$

Los principales parámetros que definen la forma del hidrograma son

- a) El volumen de escurrimiento directo,  $V_{dd}$  (área sombreada, figura II.4.1)
- b) El tiempo de concentración,  $t_c$ , que se define como el tiempo que tarda el agua en trasladarse desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma
- c) Tiempo de pico,  $t_p$ . Es el tiempo que transcurre entre el momento en que se inicia el escurrimiento directo y el momento en que alcanza su valor máximo.
- d) Tiempo de retraso,  $t_R$ . Es el que transcurre entre el centroide del hidrograma de precipitación efectiva y el gasto máximo o de pico
- e) Tiempo base,  $t_b$ . Es el tiempo que dura el escurrimiento directo

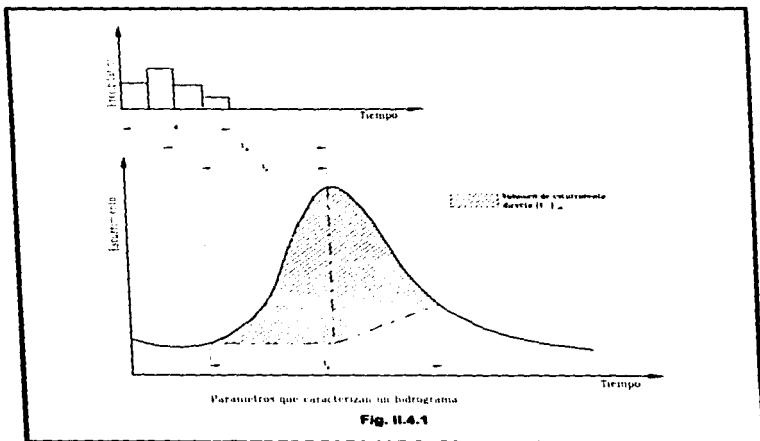


Fig. II.4.1

#### II.4.2 MÉTODOS PARA CALCULAR LAS RELACIONES PRECIPITACIÓN-ESCURRIMIENTO

Como existe una gran variedad de modelos precipitación - escurrimiento, se agrupan en diferentes categorías a efecto de escoger el más adecuado para cada caso en particular

- a) Fórmulas Empíricas
- b) Métodos Empíricos
- c) Métodos hidrológicos

##### II.4.2.1 Fórmulas Empíricas

Como es de esperarse, las fórmulas empíricas dan valores poco confiables pero en ocasiones dan una idea del orden de los gastos que se pueden presentar. A continuación se presentan tres fórmulas empíricas que toman en cuenta una probabilidad de ocurrencia, las demás fórmulas que existen no se consideraron debido a que únicamente toman en cuenta el área de la cuenca sin darle importancia a la lluvia y a su distribución

a) Gete 
$$Q_{T_n} = (4 + 16 \text{ Log } T_n) \times A^{0.5}$$

b) Morgan 
$$Q_{T_n} = 52.787 \times C^T \times A^{0.4}$$

c) Fuller 
$$\frac{Q_{T_n}}{Q} = a + b \text{ Log } T_n$$

donde:

$C$  = Coeficiente en función del periodo de retorno.

$a$  y  $b$  = Parametros que se obtienen de la muestra

( $a$  = ordenada al origen y  $b$  = pendiente de la recta)

### II.4.2.2 Métodos Empíricos

La mayoría de los métodos empíricos que se han desarrollado para relacionar la precipitación y el escurrimiento se basan en los datos particulares de alguna región por lo que su aplicación muchas veces se restringe a ella, sin embargo son de utilidad cuando no se tiene información de gastos y solo se conocen características físicas promedio de la cuenca y registros de precipitación

#### II.4.2.2.1 Racional Americano

El método racional americano es uno de los más utilizados para la obtención de gastos máximos debido a que toma en cuenta el área de la cuenca, un coeficiente de escurrimiento y la intensidad de lluvia. El método supone una intensidad de lluvia constante que cae uniforme en toda la cuenca, dicha intensidad se obtiene de dividir la lluvia entre la suma del tiempo de concentración más el de lluvia sin escurrimiento. El coeficiente de escurrimiento lo podemos estimar como la relación que existe entre la lluvia en exceso  $J_e$  y la lluvia total  $J_t$ . Este coeficiente toma valores entre 0 y 1. La expresión que permite valorar el gasto máximo es

$$Q_{in} = 0.278 \cdot C \cdot i \cdot A$$

$$C = \frac{J_e}{J_t} \quad i = \frac{h_r}{t_c + t_{se}}$$

donde

- $Q_{in}$  = Gasto máximo en  $m^3/\text{seg}$
- $t_c$  = Tiempo de concentración en hr
- $t_{se}$  = Tiempo de lluvia sin escurrimiento en hr.
- $C$  = Coeficiente de escurrimiento
- $i$  = Intensidad de lluvia en  $mm/\text{hr}$ .
- $A$  = área de la cuenca en  $km^2$



## II.4.2.2.2 Índice Área

El método índice área es similar al racional americano, la diferencia es que no toma en cuenta el coeficiente de escurrimiento, en cambio al estimar la intensidad de lluvia toma en cuenta la precipitación en exceso su fórmula es la siguiente

$$Q_{IR} = 0.278 \times h_e \times \frac{A}{t_c + t_{sc}}$$

donde:

$Q_{IR}$  = Gasto máximo en m<sup>3</sup>/seg

$t_c$  = Tiempo de concentración en hr

$t_{sc}$  = Tiempo de lluvia sin escurrimiento en hr

## II.4.2.2.3 U.S. Soil Conservation Service

En este método se calcula las lluvias con duración de 6 horas para cada periodo de retorno considerado y con el valor N de la curva de escurrimiento se obtienen las precipitaciones en exceso ( Ver figura 9 del Anexo ). Posteriormente, en función del tiempo de concentración y de la tabla 1 del Anexo se obtiene un gasto unitario y únicamente se aplica la siguiente expresión para conocer el gasto:

$$Q_{IR} = q \times h_e \times A$$

donde:

$q$  = Gasto unitario en m<sup>3</sup>/seg/mm/km<sup>2</sup>.

$A$  = Área de la cuenca en km.

$h_e$  = Lluvia en exceso en mm.

## II.4.2.2.4 Método de Chow

El método fue propuesto por VEN TE CHOW y plantea que el escurrimiento superficial de una cuenca por efecto de una tormenta se obtiene del producto de la lluvia en exceso por el gasto pico de un hidrograma unitario

$$Q_r = q_r \times h$$

$$q_r = 2.78 \times A \times \frac{Z}{d}$$

$$t_r = 0.00506 \times \left( \frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.64}$$

donde:

- $Q_r$  = Gasto pico en m<sup>3</sup>/seg  
 $q_r$  = Gasto unitario pico en m<sup>3</sup>/seg/mm/km<sup>2</sup>.  
 $t_r$  = Tiempo pico en hr.  
 $Z$  = Factor de reducción del pico  
 $d$  = Duración de la lluvia en hr  
 $A$  = Área de la cuenca en km<sup>2</sup>.  
 $S$  = Pendiente media del cauce en %.

## II.4.2.3 Métodos Hidrológicos

Los tres métodos (Hidrograma Unitario Sintético, Hidrograma Unitario Triangular y Método de I Pai Wu) proponen al hidrograma de la avenida de forma triangular y por lo tanto el volumen de escurrimiento calculado de esta forma es mayor al volumen real de una avenida de la magnitud estimada. Solo el método del Hidrograma Adimensional corrige el problema anterior debido a que el hidrograma triangular se le puede dar forma de un hidrograma normal con la gráfica 2 del Anexo.

## II.4.2.3.1 H.U. Sintético del U.S.S.C.S.

Considera que la lluvia es uniforme en el tiempo y en toda la cuenca. Su expresión para valuar el gasto pico del hidrograma es

$$Q_r = 0.556 \times \frac{h_r \times A}{n t_r}$$

$$t_r = 0.5 t_c + \frac{\Delta_c}{2} = 1.1 t_c$$

$$t_b = n t_r$$

donde:

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

$h_r$  = Lluvia en exceso en mm.

$A$  = Área de la cuenca en  $km^2$ .

$t_c$  = Tiempo de concentración en hr.

$\Delta_c$  = Intervalo de tiempo de análisis en hr.

$t_r$  = Tiempo pico del hidrograma en hr.

$t_b$  = Tiempo base del hidrograma en hr.

$n$  = Parámetro

para  $A \leq 250 \text{ km}^2$   $n = 2$

para  $250 < A < 5000 \text{ km}^2$   $n = \frac{3(A - 250)}{4750} + 2$

## II.4.2.3.2 H.U. Triangular del U.S. Bureau of Reclamation

El método considera que el tiempo pico del hidrograma ocurre una vez que transcurre un intervalo de tiempo igual al tiempo de retraso mas la mitad de la duración de la tormenta. Para valorar este gasto pico se presenta a continuación la formula

$$Q_p = 0.208 \times \frac{A h_r}{t_r}$$

$$t_r = \frac{D}{2} + t_r = 1.1 t_r$$

$$t_r = 0.6 t_r$$

$$t_r = 2.67 t_r$$

donde:

$D$  = Duración de la lluvia en exceso en hr.

$t_r$  = Tiempo de retraso en hr.

## II.4.2.3.3 H.U. Adimensional del S.C.S.

Este método considera que el tiempo base del hidrograma es igual a cinco veces el tiempo pico y a través de un hidrograma unitario suaviza el hidrograma triangular dándole una forma mas real. A continuación se presenta como evaluar el gasto pico:

$$Q_p = \frac{A}{5.511 t_r} \times h_r$$

$$t_r = 1.1 t_r$$

## II.4.2.3.4 Método de I Pal Wu

Se basa en el modelo lineal propuesto por Nash para generar hidrogramas unitarios instantáneos. El gasto máximo se obtiene de la siguiente manera:

$$Q_p = \frac{A \times h}{3.6 \times t_p} \times f(n, t_p)$$

$$f(n, t_p) = \frac{(n-1)^{n-1} \exp(n-1)}{(n-1)^n}$$

$$n = \frac{4 \times t_p}{K}$$

donde:

$$K = 0.73 \times A^{0.917} \times L^{-1.474} \times S^{-1.471}$$

$$t_p = 0.93 \times A^{1.085} \times L^{-1.231} \times S^{-0.608}$$

donde:

$L$  = Longitud del cauce principal

$S$  = Pendiente del cauce principal.

Para la obtención de los gastos máximos por el método de precipitación - escurrimiento se utilizó el paquete **HIDROSUP** (Elaborado por Ing. Oscar A. Kampfner R. y el Ing. Luis M. Salmones H. de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Laboratorio de Hidráulica). Obteniéndose para Puxmetacán y Zapote los resultados que aparecen en los siguientes listados II.4.a y II.4.b respectivamente.

## Listado II.4.a

## CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS

**Proyecto** : PUXMETACÁN  
**Municipio** : SANTIAGO YAVEO  
**Estado** : OAXACA  
**Estación base** : PUXMETACÁN  
**Años de registro** : 26

PRECIPITACIONES SELECCIONADAS EN mm.		
Tr (años)	LLUVIA TOTAL (mm.)	LLUVIA EN EXCESO (mm.)
1 01	417 97	317 44
2 00	744 43	635 84
10 00	1,005 82	894 27
20 00	1,098 09	985 80
50 00	1,222 09	1,108 98
100 00	1,311 82	1,198 21
1,000 00	1,633 78	1,518 80
10,000 00	1,974 60	1,858 64

## CARACTERÍSTICAS FISIGRÁFICAS DE LA CUENCA

**ÁREA DE LA CUENCA** : 958 19 km<sup>2</sup>  
**PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE** : 0 54%  
**LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL** : 100 km  
**ELEVACIÓN INICIAL DEL CAUCE** : 130 m s n. m.  
**ELEVACIÓN FINAL DEL CAUCE** : 2520 m s n. m.  
**TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DEL CAUCE** : 9 70 hr  
**TIEMPO DE LLUVIA SIN ESCURRIMIENTO** : 0 64 hr.  
**NÚMERO 'N' DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO** : 71 60

## GASTOS MÁXIMOS

FORMULAS EMPIRICAS			
Tr (años)	GETE (m <sup>3</sup> /seg)	MORGAN (m <sup>3</sup> /seg)	FULLER (m <sup>3</sup> /seg)
1 01	125 96	353 33	1 753 54
2 00	272 91	360 65	1 826 63
10 00	619 09	419 07	1 998 79
20 00	768 19	450 35	2 072 94
50 00	951 27	692 17	2 170 96
100 00	1 114 37	990 85	2 245 11
1 000 00	1 609 64	1 634 00	2 491 42
10 000 00	2 104 92	1 934 00	2 737 74

MÉTODOS EMPIRICOS				
Tr (años)	RACIONAL (m <sup>3</sup> /seg)	INDICE AREA (m <sup>3</sup> /seg)	U.S. SOIL (m <sup>3</sup> /seg)	CHOW (m <sup>3</sup> /seg)
1 01	8 177 24	8 717 41	19 162 27	5 817 79
2 00	16 379 36	17 461 34	38 382 84	11 653 28
10 00	23 036 69	24 558 44	53 983 41	16 389 71
20 00	25 394 66	27 072 17	59 509 00	18 067 32
50 00	28 567 69	30 454 81	66 944 59	20 324 82
100 00	30 866 35	32 905 31	72 331 18	21 960 22
1 000 00	39 124 82	41 709 32	91 683 82	27 835 81
10 000 00	47 879 17	51 041 96	112 198 47	34 064 19

MÉTODOS HIDROLÓGICOS				
Tr (años)	H.U. SINTÉTICO (m <sup>3</sup> /seg)	H.U. TRIANGULAR (m <sup>3</sup> /seg)	H.U. ADIMENSIONAL (m <sup>3</sup> /seg)	I PAJ WU (m <sup>3</sup> /seg)
1 01	6 075 20	5 562 02	4 852 20	17 236 60
2 00	12 168 89	11 140 95	9 719 16	34 525 66
10 00	17 114 89	15 669 17	13 669 48	48 558 48
20 00	18 866 72	17 273 02	15 068 65	53 528 79
50 00	21 224 10	19 431 26	16 951 47	60 217 16
100 00	22 931 86	20 994 67	18 315 44	65 062 45
1 000 00	29 067 42	26 612 04	23 215 85	82 470 29
10 000 00	35 571 38	32 566 60	28 410 49	100 923 38

## Listado II.4.b

## CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS

**Proyecto** : ZAPOTE  
**Municipio** : SAN JUAN LALANA  
**Estado** : OAXACA  
**Estación base** : ZAPOTE  
**Años de registro** : 27

PRECIPITACIONES SELECCIONADAS EN mm.		
Tr (años)	LLUVIA TOTAL (mm.)	LLUVIA EN EXCESO (mm.)
1 01	396 57	235 28
2 00	701 67	517 14
10 00	953 20	759 17
20 00	1,043 28	846 83
50 00	1,166 05	966 83
100 00	1,254 83	1,053 90
1,000 00	1,576 25	1,370 62
10,000 00	1,923 84	1,714 75

## CARACTERÍSTICAS FISIGRÁFICAS DE LA CUENCA

**ÁREA DE LA CUENCA** : 739 25 km<sup>2</sup>  
**PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE** : 0 82%  
**LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL** : 53 8 km  
**ELEVACIÓN INICIAL DEL CAUCE** : 20 m s n m.  
**ELEVACIÓN FINAL DEL CAUCE** : 2080 m.s.n.m.  
**TIEMPO DE CONCENTRACION DEL CAUCE** : 5.16 hr.  
**TIEMPO DE LLUVIA SIN ESCURRIMIENTO** : 0.50 hr.  
**NÚMERO 'N' DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO** : 57.40



## GASTOS MÁXIMOS

FORMULAS EMPÍRICAS			
Tr (años)	GETE (m <sup>3</sup> /seg)	MORGAN (m <sup>3</sup> /seg)	FULLER (m <sup>3</sup> /seg)
1 01	110 64	310 35	1,640 95
2 00	239 71	315 78	1 707 19
10 00	543 78	368 09	1 853 24
20 00	574 74	430 70	1 930 45
50 00	847 85	608 32	2 019 29
100 00	978 81	870 32	2 086 50
1,000 00	1,413 84	1,435 24	2,309 75
10,000 00	1,848 87	1,435 24	2,533 01

MÉTODOS EMPÍRICOS				
Tr (años)	RACIONAL (m <sup>3</sup> /seg)	INDICE AREA (m <sup>2</sup> /seg)	U.S. SOIL (m <sup>3</sup> /seg)	CHOW (m <sup>3</sup> /seg)
1 01	8,550 01	9,370 28	10,957 48	5,812 25
2 00	18,793 20	20,596 17	24,084 91	12,775 52
10 00	27,588 64	30,235 42	35,356 92	18,754 62
20 00	30,774 01	33,726 39	39,439 21	20,920 02
50 00	35,134 89	38,505 63	45,028 00	23,884 52
100 00	38,299 14	41,973 46	49,083 24	26,035 57
1,000 00	49,808 70	54,587 21	63,833 60	33,859 70
10,000 00	62,314 74	68,293 05	79,861 03	42,361 25

MÉTODOS HIDROLÓGICOS				
Tr (años)	H.U. SINTÉTICO (m <sup>3</sup> /seg)	H.U. TRIANGULAR (m <sup>3</sup> /seg)	H.U. ADIMENSIONAL (m <sup>3</sup> /seg)	I PAI WU (m <sup>3</sup> /seg)
1.01	6,732 55	5,815 57	5,073 40	12,712 55
2.00	14,798 37	12,782 82	11,151 49	27,942 59
10.00	21,724 18	18,765 33	16,370 52	41,020 05
20.00	24,232 44	20,931 96	18,260 65	45,756 20
50.00	27,666 34	23,898 15	20,848 30	52,240 15
100.00	30,157 98	26,057 43	22,725 91	56,944 92
1,000.00	39,220 96	33,879 04	29,555 43	74,057 84
10,000.00	49,068 63	42,385 43	36,976 25	92,652 40

## II.5 ANÁLISIS ESTADÍSTICO

El análisis hidrológico se realizará básicamente sobre los métodos estadístico o probabilístico. Estos métodos consisten en estimar la magnitud de la avenida máxima a partir de una serie de gastos o precipitaciones máximos anuales instantáneos conocidos por su extrapolación, mediante su probable distribución de probabilidades a diversos periodos de retorno.

Para poderlos aplicar deben conocerse los gastos máximos anuales o precipitaciones. Cuanto más amplio sea el número de datos que se tenga, mayor será su aproximación. Estos métodos únicamente permiten conocer el gasto máximo o precipitaciones máximas según sea el caso.

Como inicio del análisis se tiene que la magnitud de la avenida es función directa del período de retorno que se le asigne. El período de retorno de una avenida es el intervalo de recurrencia promedio de que esa avenida sea igualada o superada en un determinado lapso de tiempo.

Para escoger el período de retorno que se le debe asignar a una tormenta, se aplica la siguiente fórmula:

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

en donde:

$Tr$  = Período de retorno para el dato registrado

$n$  = Número de registros en la estación Hidrométrica

$m$  = Número de orden en forma decreciente de los datos registrados.

## II.5.1 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Los datos de una muestra pueden caracterizarse numéricamente mediante los siguientes grupos de parámetros estadísticos

## a) Medidas de tendencia central

$$\text{Media} \quad \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

donde:

$\bar{x}$  Media de la muestra

$x_i$  Valores de la muestra

$n$  Número total de valores

## b) Medidas de dispersión:

$$\text{Variancia} \quad S_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n \left\{ (x_i - \bar{x}) \right\}^2}{n-1} = \frac{\left\{ \sum_{i=1}^n (x_i^2) \right\} - n \bar{x}^2}{n-1}$$

donde  $S_x^2$  es la variancia de la muestra.

Desviación estándar

$$S_x = \sqrt{S_x^2}$$

donde  $S_x$  es la desviación estándar de la muestra.

Coficiente de variación

$$C_v = \frac{S_x}{\bar{x}}$$

donde  $C_v$  es el coeficiente de variación

### II.5.2 FUNCIONES DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD

Generalmente el registro analizado no es tan extenso, como consecuencia los períodos de retorno calculados no cubren a los que se necesitan. Por lo anterior es que se deben aplicar distribuciones de valores extremos que permitan conocer las precipitaciones para los períodos de retorno considerados. Los períodos antes mencionados están en función del grado de riesgo de la obra en caso de falla. Las distribuciones de probabilidad para valores extremos más empleadas son:

- Distribución de Gumbel
- Distribución Nash.
- Distribución Log Normal.
- Distribución Log Pearson III
- Ajuste por Mínimos Cuadrados.

#### II.5.2.1 Distribución Gumbel

Gumbel propone una función de distribución de probabilidad para estimar un evento extremo asociado a una probabilidad de ocurrencia en función del período de retorno.

$$P(x) = 1 - \frac{1}{Tr}$$

$$F(q) = e^{-e^{-x}}$$

Y la ecuación que nos permite conocer la precipitación ó gasto máximo asociados a un período de retorno en cuestión es:

$$h_r = \bar{h}_r - \frac{S_r}{\sigma_r} Y_r + Ln Ln \left( \frac{Tr}{Tr - 1} \right)$$

en donde

$Tr$  = Período de retorno

$h_r$  = Precipitación o gasto máximo relacionada con  $Tr$ .

$\bar{h}_r$  = Media de las precipitaciones o gastos máximos registrados

$S_r$  = Desviación estándar de la muestra

$\sigma_r, Y_r$  = Parámetros según el tamaño de la muestra se obtiene de la **tabla 6 del Anexo**

### II.5.2.2 Distribución de Nash

Esta distribución se considera un ajuste de la Distribución Gumbel por el método de mínimos cuadrados. Nash considera que al aplicar una ecuación lineal se puede determinar el valor del evento para un período de retorno, dicha ecuación es del tipo

$$h_r = a + b \text{ Log Log } \left( \frac{Tr}{Tr - 1} \right) \quad \text{II.1}$$

o bien

$$Y = a + b x$$

Los valores de a y b se ajustan con las ecuaciones

$$a = \frac{\sum y' \sum x'^2 - \sum x' \sum x'y'}{n \sum x'^2 - (\sum x')^2}$$

$$b = \frac{n \sum x'y' - \sum x' \sum y'}{n \sum x'^2 - (\sum x')^2}$$

en donde:

$n$  = Número de datos del registro

$y$  = Precipitaciones o gastos máximos del registro histórico

$$x = \text{Log Log } \left( \frac{Tr}{Tr - 1} \right)$$

Se sustituyen los valores de **a** y **b** en la ecuación II.1 y al aplicar los períodos de retorno considerados se obtendrán precipitaciones o gastos máximos asociados a esos períodos.

## II.5.2.3 Distribución Log Normal

Esta distribución arroja resultados aceptables cuando los logaritmos de la muestra tienen una distribución normal. Para conocer la precipitación o gasto máximo asociados a un periodo de retorno se aplica la siguiente ecuación

$$h_r = e^{\mu n + z \sigma n}$$

en donde

$\mu n$  = Es la media de los logaritmos de los datos

$\sigma n$  = Desviación estándar de los logaritmos de los datos

$z$  = Factor de frecuencia en función de  $T_r$

$T_r$	$z$
1.01	-4.42
2.00	0.00
10.00	1.285
20.00	1.650
50.00	2.060
100.00	2.330
1000.00	3.080
10000.00	3.620

## II.5.2.4 Distribución Log Pearson III

Para aplicar la distribución Log Pearson III es necesario obtener los logaritmos de la muestra y determinar la media y desviación estándar. En la distribución incide un factor de frecuencia que está en función del coeficiente de sesgo de la distribución de la muestra, que se observa en la tabla 7 del Anexo. La ecuación para estimar la precipitación o gasto máximo asociados a un periodo de retorno es

$$h_r = e^{\mu n + k \sigma n}$$

en donde:

$\mu n$  = Media del logaritmo de los datos

$\sigma n$  = Desviación estándar de los datos

$k$  = Factor de frecuencia en función de  $C_s$

Los valores de la muestra y los obtenidos al aplicar las distribuciones de probabilidades se llevan a una gráfica en papel probabilidad para poder comparar y seleccionar la distribución que se ajuste mejor a la muestra. Una vez seleccionada la distribución, se harán dos correcciones a las precipitaciones o gastos, una por magnitud de cuenca según la fig. 8 del Anexo y la otra por longitud de registro para lo cual L. L. Weiss propone un valor del factor de corrección igual a 1.13. Con el valor corregido de las precipitaciones se podrá obtener la lluvia en exceso aplicando el criterio de la U.S. que está en función del número N de la curva de escurrimiento (fig. 9 del Anexo)

$$he = \frac{\left( h_p - \frac{5080}{N} + 50.8 \right)^2}{h_p + \frac{20320}{N} - 203.2}$$

#### II.5.2.5 Ajuste por Mínimos Cuadrados

El método de ajuste por mínimos cuadrados se utiliza como auxiliar en el ajuste de curvas que consiste en estimar los parámetros de la función de distribución seleccionada, que hagan mínima la expresión

$$Z = \sum_{i=1}^n \{ P(x_i) - F(x_i) \}^2$$

donde

$F(x_i)$  Función de distribución en estudio, valuada en  $x_i$ .

$P(x_i)$  Probabilidad "observadas" de la muestra, que se estima mediante la fórmula de Weibull

$$P(x_i) = \frac{n+1-m}{n+1}$$

donde,

$n$  = Número de datos

$m$  = Número de orden que ocupa  $x_i$  en la serie de los datos, si estos se ordenan de mayor a menor

## II.6 AVENIDA DE DISEÑO

Las avenidas son escurrimientos causados por tormentas ocasionales que provocan gastos por encima de los normales. De los volúmenes llovidos, calculados como el producto de las alturas de lluvia por el área de la cuenca, solamente escurre una parte, pues la otra queda retenida momentáneamente, se evapora o se infiltra en el terreno. Los volúmenes no escurridos constituyen las pérdidas, cuya predicción es muy difícil porque estos fenómenos obedecen a leyes complejas todavía no bien comprendidas. Por esta razón es necesario contar con datos recientes de escurrimientos y precipitaciones producidas por tormentas ocurridas en el pasado, para predecir posibles fenómenos que pudieran presentarse en el futuro y que constituyen la base para los estudios destinados a estimar las avenidas de diseño.

Para determinar tales avenidas se requiere, en primer término definir las avenidas que pueden ocurrir en el río, independientemente de la posible presa que regule su comportamiento.

Una vez determinadas las avenidas en el río, en particular la de diseño, se procede a calcular el efecto regulador que la presa ejerce sobre ellas, para obtener así el gasto máximo que descargará la obra de excedencias.

### II.6.1 EXPOSICIÓN DE MÉTODOS

Existen fundamentalmente dos tipos de métodos para la determinación de avenidas de diseño, uno es el estadístico y proporciona información solamente sobre el pico de la avenida, de manera que el volumen se tiene que estimar multiplicando cada una de las ordenadas de la mayor de las avenidas registradas en el pasado, por una constante igual a la relación entre el valor del pico obtenido estadísticamente y el de dicha avenida, el otro es el de relación lluvia - escurrimiento, según el cual se fija un hidrograma modelo que puede modificarse según las lluvias que puedan llegar a ocurrir.



## II.6.1.1 Métodos Estadísticos

Los métodos estadísticos permiten ajustar una función de distribución de probabilidades a los gastos máximos registrados en el pasado, para, extrapolando dicha función, determinar el gasto que corresponde a una probabilidad deseada.

Dentro de estos métodos el de Gumbel es el de uso más frecuente en México, en él se parte de la hipótesis de que los valores de los gastos máximos anuales pueden representarse estadísticamente con una función de distribución de probabilidades.

Con estos métodos estadísticos se aplicaron a los gastos máximos anuales registrados en ambas estaciones, utilizando el programa de la S.A..R.H. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos), obteniendo gastos de diseño para diferentes periodos de retorno de las Estaciones Puxmetacán y Zapote que se muestran en las tablas II.6.1.1.a y II.6.1.1.b respectivamente.

Tabla II.6.1.1.a

MÉTODOS ESTADÍSTICOS A PARTIR DE GASTOS MÁXIMOS REGISTRADOS				
VASO PUXMETACÁN				
Tr (años)	GUMBEL (m <sup>3</sup> /seg)	NASH (m <sup>3</sup> /seg)	LEVEDIEV (m <sup>3</sup> /seg)	LOG PEARSON (m <sup>3</sup> /seg)
2	487 20	413 97	415 85	432 98
5	701 95	658 66	686 19	731 55
10	864 40	817 34	882 32	881 31
20	1,026 85	971 47	1,082 79	989 45
50	1,241 61	1,170 98	1,341 45	1,088 74
100	1,404 06	1,320 48	1,533 60	1,138 44
500	1,781 26	1,665 96	—	—
1000	1,943 72	1,814 50	2,173 38	—
10000	2,483 38	2,307 75	2,814 75	—

Tabla II.6.1.1.b

## GASTOS DE DISEÑO PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

MÉTODOS ESTADÍSTICOS A PARTIR DE GASTOS MÁXIMOS REGISTRADOS				
VASO ZAPOTE				
Tr (años)	GUMBEL (m <sup>3</sup> /seg)	NASH (m <sup>3</sup> /seg)	LEVEDIEV (m <sup>3</sup> /seg)	LOG PEARSON (m <sup>3</sup> /seg)
2	714 26	677 02	642 44	583 70
5	965 25	922 30	954 67	838 19
10	1,155 13	1,117 81	1,168 73	1,048 96
20	1,345 00	1,305 34	1,382 51	1,285 70
50	1,695 96	1,548 08	1,650 51	1,654 05
100	1,785 87	1,729 98	1,847 49	1,980 63
500	2,226 74	2,150 33	---	---
1000	2,416 61	2,331 05	2,491 16	---
10000	3,047 35	2,931 19	3,128 62	---

## II.6.1.2 Método de Relación Lluvia - Esguimiento

En la elaboración de proyectos de obras hidráulicas se aplican técnicas para obtener avenidas máximas asociadas a una probabilidad de ocurrencia que sirvan de apoyo en los estudios correspondientes. Generalmente para obtener esos valores se realizan estudios hidrológicos en donde se aplican metodologías apropiadas al problema analizado.

Si contamos con registros históricos de gastos en el lugar del proyecto, el problema se resume a aplicar una distribución de valores extremos y obtener los gastos adecuados. Generalmente lo anterior no se puede llevar a cabo debido a que existen en el país muy pocas estaciones hidrométricas, que son las que nos proporcionan registros de gastos, la información de la que se dispone en la mayoría de los casos es de laminas de precipitación. Por esta razón es que los modelos lluvia-esguimiento siguen siendo muy utilizados en la obtención de avenidas máximas a partir de precipitaciones. Este procedimiento se efectuó en Subcapítulo II.4 Relación de Precipitación y Esguimiento para los vasos Puxmetacán y Zapote ( Ver listados II.4.a y II.4.b respectivamente )

En cuencas aforadas resulta fácil estimar los parámetros que inciden en los modelos lluvia - escurrimiento y calibrar la cuenca, pero en la mayor parte de las ocasiones se realizan estudios en cuencas no aforadas. Para solucionar este problema, al hacer un estudio hidrológico será necesario tomar en cuenta las principales características de la cuenca en estudio para tratar de conocer como responde ante una precipitación. En el análisis hidrológico de una cuenca es importante poder determinar la fracción de la precipitación total que provoca escurrimiento superficial y que está en función del uso del suelo en el lugar analizado. Para hacer la estimación de la lluvia en exceso se recurre a estimar un coeficiente de escurrimiento ó a obtener el valor  $N$  de la curva de escurrimiento ( Ver figura 9 del Anexo ), el primero está en función del uso del suelo de la cuenca y el segundo aparte de considerar lo anterior, toma en cuenta la edafología de la cuenca, es decir, la textura del suelo. Los parámetros anteriores se pueden obtener de las tablas 3, 4 y 5 del Anexo

Por lo anterior expuesto, en la realización de estudios hidrológicos se recurre a métodos indirectos y simplificaciones para obtener los parámetros que sirven de apoyo para el análisis. A continuación se presentan los métodos a utilizar:

### II.6.2 SELECCIÓN DEL MÉTODO

Los principales factores que influyen en la selección del método o los métodos mas apropiados para calcular la avenida de diseño son la información disponible, las características de la obra y la magnitud de los daños que podrían causar en caso de que se presentara una avenida mayor que la de diseño

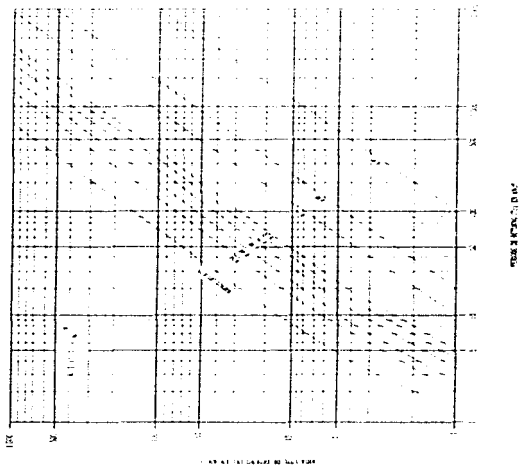
Para determinar el periodo de retorno ( $T_r$ ) se selecciona según sea el caso, en la tabla II.6.2 determinando para Puxmetacán un  $T_r = 1,000$  años (Presa de Materiales Graduados) y para Zapote un  $T_r = 500$  (Presa tipo Gravedad).

Una vez determinado este periodo de retorno se comparan los resultados de la avenida de diseño que se obtuvieron al aplicar los métodos estadísticos y de precipitación - escurrimiento observando que existe una diferencia marcada en éstos resultados, por lo cual se decidió tomar los resultados obtenidos aplicando los métodos estadísticos a partir de gastos máximos registrados, ya que si contamos con estaciones hidrométricas cerca de los vasos (estación hidrométrica Puxmetacán y Zapote sobre los ríos Puxmetacán y Manso respectivamente)

En la aplicación de los métodos estadísticos se observó que el método de Gumbel es el que mejor se ajusta a los gastos máximos anuales registrados, como se puede ver en las tablas **II.6.2.a** para Puxmetacán y **II.6.2.b** para Zapote que se encuentran en el **Anexo**, estas tablas se obtuvieron del programa **Swater** utilizado por la Comisión Federal de Electricidad. Obteniéndose en Puxmetacán una avenida de diseño de **1,943.72 m<sup>3</sup>/seg** para un periodo de retorno **Tr = 1,000 años**. Y en Zapote una avenida de diseño de **2,226.74 m<sup>3</sup>/seg** para un periodo de retorno **Tr = 500 años**. Estas avenidas de diseño son las que se obtuvieron en las estaciones hidrométricas las cuales se trasladan a los sitios, tal y como se describe en el **Subcapítulo IV.3 Tránsito de Avenidas en Vasos**.

Tabla II.6.2

REPRESENTACIÓN DE LA RELACIÓN ENTRE EL PERÍODO DE RETORNO DE LA AVENIDA DE DISEÑO, LA VIDA ÚTIL DE LA OBRA Y EL RIESGO DE QUE TAL AVENIDA SEA IGUALADA O EXCEDIDA.



(E.C. Sch nackenberg, 1949)

TIPO DE EMBALSE :	MINIMO PERÍODO DE RETORNO EN AÑOS
<b>GRANDES EMBALSES CUYA FALLA CAUSARIA CAUSARIA PÉRDIDAS DE VIDAS HUMANAS</b>	
1.- Cortinas de Tierra	1,000
2.- Cortinas de Concreto o Mampostera	500
<b>EMBALSES QUE AL FALLAR NO CAUSARIAN PÉRDIDAS DE VIDAS HUMANAS</b>	
1.- Embalses Costosos	500
2.- Embalses Moderadamente Costosos	100
3.- Embalses Pequeños	20

### ***CAPÍTULO III***

### III. LOCALIZACIÓN Y TIPO DE LAS PRESAS

#### III.1 DETERMINACIÓN DE LA CUENCA DE DRENAJE

##### III.1.1 ASPECTOS GENERALES.

La zona en estudio forma parte de la región hidrológica No. 28 (Papaloapan), colindando al norte con la No. 27 (Tuxpan-Nautla), al sur con la No. 20 (Costa Chica-Río Verde y Alto Río Verde) y la No. 22 (Tehuantepec), al este con la No. 29 (Coatzacoalcos) y al oeste con la No. 18 (Balsas Alto, Medio y Bajo). La cual abarca parte de los estados de Oaxaca, Puebla y Veracruz. Ubicada geográficamente entre las latitudes 17° 00' a 19° 00' y entre las longitudes 95° 00' a 97° 40' (Ver figuras III.1.1.a y III.1.1.b). La corriente principal de esta región es el río Papaloapan que junto con sus diversos afluentes da origen al Bajo Papaloapan ( Ver figura III.1.1 )

La localización de las cuencas de los dos vasos propuestos en este estudio es la siguiente. Cuenca del vaso Puxmetacán sobre el río Puxmetacán, se encuentra en el Estado de Oaxaca, ubicada geográficamente entre las latitudes 16° 54' a 17° 21' y entre las longitudes 95° 37' a 96° 03', el río Puxmetacán se origina a partir de la unión de los ríos Trapiche y Agua Fria, esta confluencia tiene lugar a aproximadamente 8.5 km del poblado de Sta. María Alotepec y a aproximadamente 6.5 km del poblado Chuxnaban. La dirección que sigue esta corriente es hacia el noreste, hasta la unión con el río del Chisme, dando origen al río La Trinidad, que a su vez se une con el río Lalana formando el río San Juan Evangelista el cual es afluente derecho del río Papaloapan.

La longitud del río Cangrejo, desde sus orígenes hasta su unión con el río Trapiche es de 26 km, a partir de este punto y hasta la unión con el río Agua Fria (origen del río Puxmetacán), se tiene una longitud de 9 km, desde el origen del Río Puxmetacán hasta la boquilla del vaso que lleva el mismo nombre tenemos una longitud de 65 km.

Cuenca del vaso Zapote sobre el río Manso, se encuentra la mayor parte en el Estado de Oaxaca y una parte menor en el Estado de Veracruz, ubicada geográficamente entre las latitudes 17° 21' a 17° 41' y entre las longitudes 95° 43' a 96° 09', el río Manso se origina a partir de la unión de los ríos Chiquito y Montenegro a 1.5 km del poblado de San José Río Manso. La dirección que sigue esta corriente es hacia el norte, hasta la unión con el río Cajonos, dando origen al río Playa Vicente, que a su vez se une con el río Tecomate Mixtlán formando el río Tesechoacan el cual es afluente derecho del río Papaloapan.

La longitud del río Montenegro, desde sus orígenes hasta su unión con el río Chiquito es de 53 km a partir de este punto y hasta la boquilla del vaso, el río manso tiene una longitud de 0.8 km.

### III.1.2 ÁREA DE LA CUENCA

El área drenada de una cuenca es el área en proyección horizontal encerrada por el parteaguas. Generalmente esta área se determina con un planímetro y se expresa en kilómetros cuadrados.

El área de captación de las cuencas de este estudio, se calculó con un planímetro marca KENT, Tipo Zero Set Device and Optical Tracer (made in Switzerland), obteniendo para el sitio Puxmetacán una superficie de 958.19 km<sup>2</sup>, y para el sitio Zapote de 739.25 km<sup>2</sup>. ( Ver figuras III.1.2.a y III.1.2.b respectivamente )

En la tabla III.1.2 aparece la clasificación de las cuencas según su tamaño, empleada por la C.F.E.; en base a esta tabla se clasificaron ambas cuencas en Intermedia - Grande.

Tabla III.1.2

CLASIFICACIÓN PROPUESTA PARA LAS CUENCAS	
Tamaño de la Cuenca (km <sup>2</sup> )	Descripción
< 25	Muy Pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia - Pequeña
500 a 2,500	Intermedia - Grande
2,500 a 5,000	Grande
> 5,000	Muy Grande







Fig. 112

UBICACIÓN DE LAS PRESAS

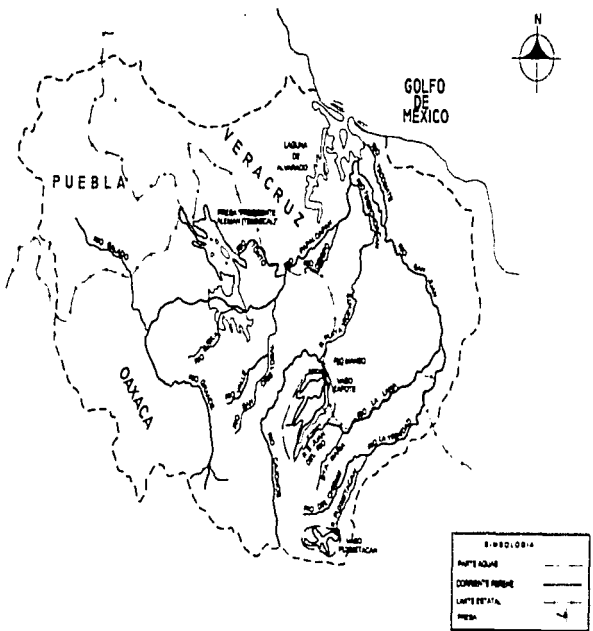


Figura III.1.1

# VASO PUXMETACAN

AREA DE LA CUNENCA = 968.18 km<sup>2</sup>  
ESTADO: OAXACA

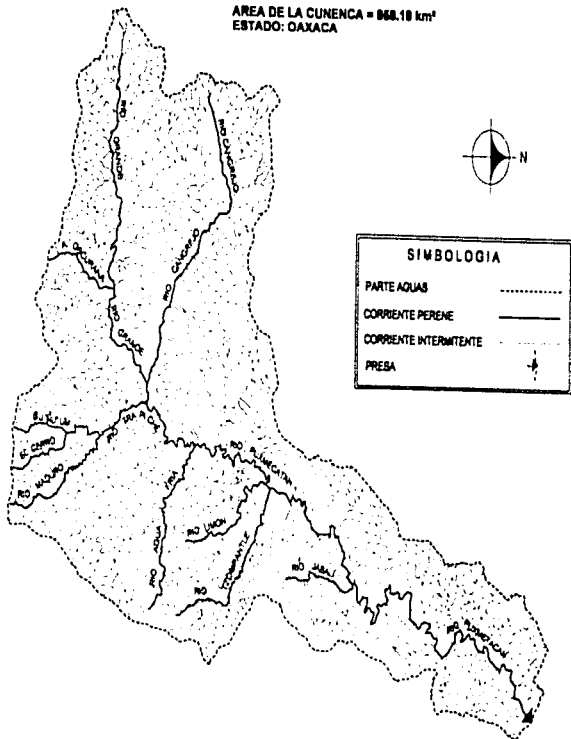


Figura III.1.2.a

# VASO ZAPOTE

AREA DE LA CUENCA=739.26 KM<sup>2</sup>  
ESTADO: OAXACA

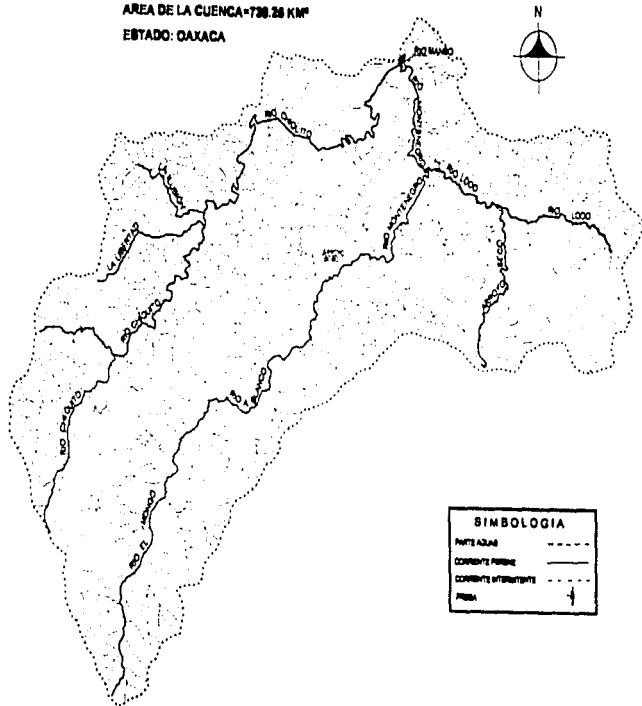


Figura III.1.2.b

## III.1.3 PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Existen diversos criterios para determinar la pendiente de una cuenca, eligiéndose en este estudio el método de Horton que a continuación se describe

## III.1.3.1 Criterio de Horton

Este método se basa en que la distribución de la pendiente del terreno puede determinarse estableciendo una cuadrícula o un conjunto de puntos localizados al azar sobre el plano del área de la cuenca en estudio, la cual conviene orientar en el sentido de la corriente principal. Si la cuenca es de 250 km<sup>2</sup> o menor, se requiere por lo menos una malla de cuatro cuadros por lado, si la cuenca es mayor de 250 km<sup>2</sup>, deberá incrementarse el número de cuadros de la malla, que la aproximación del cálculo depende del tamaño de esta ( Ver figuras III.1.2.a y III.1.2.b )

Una vez hecho lo anterior, se mide la longitud de cada línea de la malla comprendida dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel. La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se valúa como

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad \text{y} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

donde:

$D$  Desnivel constante entre curvas de nivel

$L_x$  Longitud total de las líneas de la malla en la dirección "x", comprendidas dentro de la cuenca

$L_y$  Longitud total de las líneas de la malla en la dirección "y", comprendidas dentro de la cuenca

$N_x$  Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección "x", con las curvas de nivel

$N_y$  Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección "y", con las curvas de nivel

$S_x$  Pendiente de la cuenca en la dirección "x"

$S_y$  Pendiente de la cuenca en la dirección "y"

Finalmente, Horton considera que la pendiente media de la cuenca puede determinarse como:

$$S_i = \frac{N D \sec \theta}{L}$$

siendo:

$$L = L_r + L_i$$

$$N = N_r + N_i$$

Angulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel

Como resulta demasiado laborioso determinar la  $\sec \theta$  de cada intersección, Horton sugiere usar un valor promedio de 1.57. En la práctica, y para propósitos de comparación, es igualmente eficaz ignorar el término  $\sec \theta$ , o bien considerar el promedio aritmético o geométrico de las pendientes  $S_r$  y  $S_i$ , como pendiente de la cuenca ( Ver tablas III.1.3.1.a y III.1.3.1.b )

#### III.1.4 RED DE DRENAJE

Otras características importantes de cualquier cuenca son las trayectorias o el arreglo de los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, la forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca. Los Modelos de Drenaje más comunes aparecen en la figura III.1.4, determinando en ambas cuencas (Puxmetacán y Zapote) un Drenaje Subdendrítico

Tabla III.1.3.1.a

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA DEL VASO PUXMETACÁN				
NUMERO DE LA LÍNEA DE LA MALLA	INTERSECCIONES		LONGITUDES (km.)	
	Nx	Ny	Lx	Ly
0	0	0	0 00	0 00
1	46	29	10 90	6 95
2	104	69	31 25	17 55
3	107	59	39 60	18 30
4	96	51	34 70	18 45
5	129	69	35 55	18 95
6	79	61	25 05	21 50
7	39	65	11 80	24 55
8	35	98	11 05	33 65
9	27	89	10 35	33 35
10	21	68	10 25	30 25
11	11	16	9 80	9 05
12	19	0	7 35	0 00
13	0	0	0 00	0 00
<b>SUMA</b>	<b>713</b>	<b>665</b>	<b>238.65</b>	<b>232.55</b>
<b>S. TOTAL</b>		<b>1378</b>		<b>471.20</b>

$$S_x = (N_x D) / L_x = (713 \times 0.1) / 238.65 = 0.30 = 29.88 \%$$

$$S_y = (N_y D) / L_y = (665 \times 0.1) / 232.55 = 0.29 = 28.60 \%$$

$$S_c = (N D \text{ sec } \alpha) / L = (1378 \times 0.1) / 471.2 = 0.29 = 29.24 \%$$

Tabla III.1.3.1.b

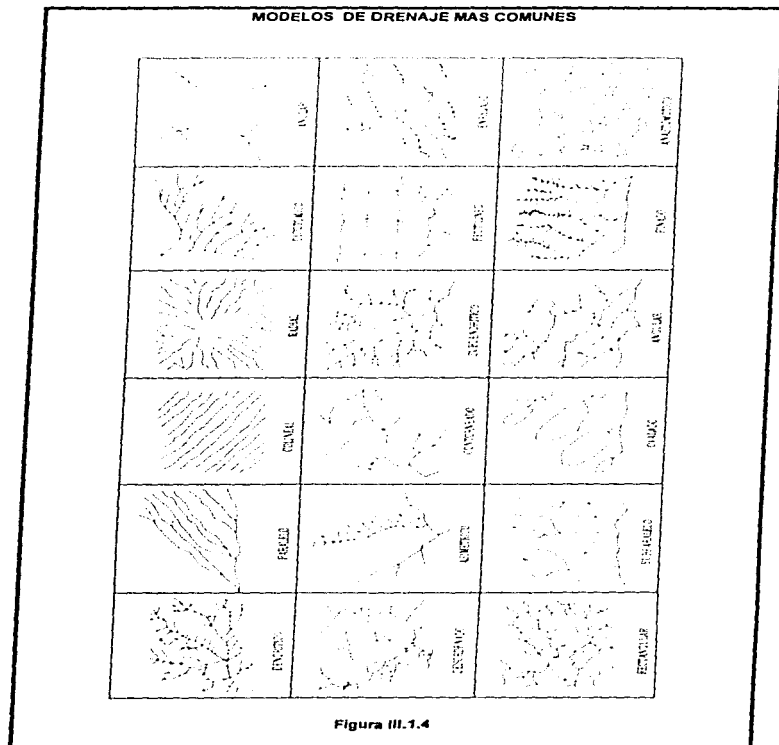
PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA DEL VASO ZAPÓTE				
NUMERO DE LA LÍNEA DE LA MALLA	INTERSECCIONES		LONGITUDES (km.)	
	Nx	Ny	Lx	Ly
0	0	0	0 00	0 00
1	23	46	7 15	13 45
2	50	96	11 17	27 45
3	63	88	17 05	26 00
4	84	61	22 60	21 65
5	93	62	42 95	20 30
6	75	54	37 95	17 70
7	51	32	35 87	15 10
8	49	31	14 09	15 97
9	0	13	0 00	12 20
10	0	21	0 00	10 55
11	0	2	0 00	12 12
12	0	0	0 00	0 00
<b>SUMA</b>	<b>488</b>	<b>506</b>	<b>188.83</b>	<b>192.49</b>
<b>S. TOTAL</b>		<b>994</b>		<b>381.32</b>

$$S_x = (N_x D) / L_x = (488 \times 0.1) / 188.83 = 0.26 = 25.84 \%$$

$$S_y = (N_y D) / L_y = (506 \times 0.1) / 192.49 = 0.26 = 26.29 \%$$

$$S_c = (N D \text{ sec } \alpha) / L = (994 \times 0.1) / 381.32 = 0.26 = 26.07 \%$$





#### III.1.4.1 Orden de las Corrientes

El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. El procedimiento más común para esta clasificación es considerar como corriente de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario, de orden dos a las que solo tienen tributarios de orden uno, de orden tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. Así, el orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca.

Considerando lo anterior tenemos que el orden de la corriente principal para en vaso Puxmotacán es de cinco y para el vaso Zapote de seis.

#### III.1.4.2 Longitud de Tributarios

La longitud de tributarios es una indicación de la pendiente de la cuenca, así como el grado de drenaje. Las áreas escarpadas y bien drenadas usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables, se tienen tributarios largos, que generalmente son corrientes perennes.

La longitud de las corrientes, en general, se mide a lo largo del eje del valle y no se toman en cuenta sus meandros. Además, la longitud que se mide consiste en una serie de segmentos lineales trazados lo más próximo posible a las trayectorias de los cauces de las corrientes.

Así mediante la ayuda de un Rodometro (Mod. 123/16-20, Made in Switzerland) que sirve para medir perímetros se tiene que la longitud de las corrientes en el sitio Puxmotacán es de 1540.8 km y en el sitio de Zapote es de 1258.6 km.

## III.1.4.3 Densidad de Corrientes

Se expresa como la relación entre el número de corrientes y el área drenada. Así:

$$D_s = \frac{N_s}{A}$$

donde:

$A$  Área total de la cuenca, en  $\text{km}^2$ .

$D_s$  Densidad de corriente

$N_s$  Número de corrientes de la cuenca

Para determinar el número de corrientes solo se consideran las corrientes perennes e intermitentes. La corriente principal se cuenta como una desde su nacimiento hasta su desembocadura. Después se tendrán todos los tributarios de orden inferior, desde su nacimiento hasta la unión con la corriente principal, y así sucesivamente hasta llegar a los tributarios de orden uno.

Se tiene que existen para el vaso Puxmetacán 7 corrientes de orden cinco, 21 de orden cuatro, 68 de orden tres, 179 de orden dos y 141 de orden uno. Y para el vaso Zapote 2 corrientes de orden seis, 2 de orden cinco, 18 de orden cuatro, 53 de orden tres, 148 de orden dos y 606 de orden uno, de donde:

En el Vaso Puxmetacán se tiene:

$$A = 958.19 \text{ km}^2$$

$$N_s = 7+21+68+179+767 = 1042$$

$$D_s = (1042) / (958.19 \text{ km}^2) = 1.087466995$$

En el Vaso Zapote se tiene:

$$A = 739.25 \text{ km}^2$$

$$N_s = 2+2+18+53+148+606 = 829$$

$$D_s = (829) / (739.25 \text{ km}^2) = 1.121406831$$

#### III.1.4.4 Densidad de Drenaje

Esta característica proporciona una información más real que la anterior, ya que se expresa como la longitud de las corrientes por unidad de área, o sea que

$$D_s = \frac{L}{A}$$

$A$  Área total de la cuenca, en  $\text{km}^2$

$L$  Longitud total de las corrientes perennes e intermitentes en la cuenca, en km.

$D_s$  Densidad de drenaje por km

Hasta el Vaso Puxmotacán se tiene:

$$A = 958.19 \text{ km}^2$$

$$L = 1540.8 \text{ km}$$

$$D_s = (1540.8 \text{ km}) / (958.19 \text{ km}^2) = 1.60803181 \text{ por km.}$$

Hasta el Vaso Zapote se tiene:

$$A = 739.25 \text{ km}^2$$

$$L = 1258.6 \text{ km}$$

$$D_s = (1258.6 \text{ km}) / (739.25 \text{ km}^2) = 1.702536354 \text{ por km.}$$

### III.1.5 PENDIENTE DEL CAUCE

Uno de los indicadores más importante del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta, es la pendiente del cauce principal. Dado que esta pendiente varia a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media. La forma más fácil de obtener la pendiente del cauce es trazar, sobre el perfil del río ( Ver figuras II.1.5.a y III.1.5.b ), una línea de tal manera que las áreas que se forman arriba y abajo del perfil del cauce con la línea trazada sean iguales.

Una aproximación más real de la pendiente del cauce, se obtiene al disminuir la longitud del tramo por analizar. Una forma de valuar la pendiente, y que trata de ajustarse a la pendiente real, es usando la ecuación que propone Taylor y Schwarz, la cual se basa en considerar que el río esta formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río.

$$S = \left[ \frac{L_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{L_m}{\sqrt{S_m}} \right]^2$$

donde:

$m$  = Número de tramos de pendiente uniforme sobre el cauce principal

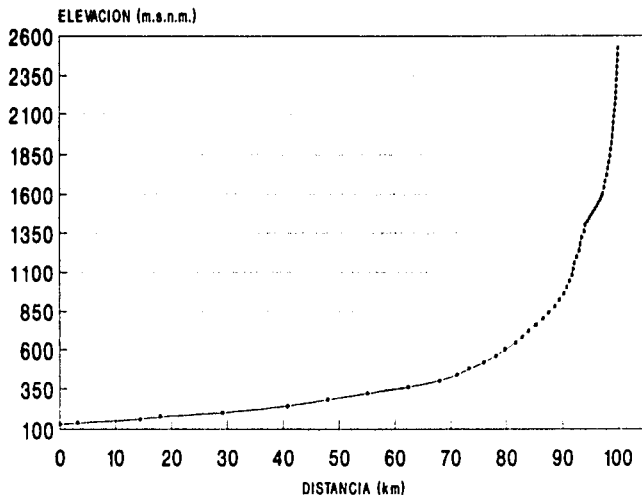
$L$  = Longitud total

$S_m$  = Pendiente del tramo m

$L_m$  = Longitud del tramo m

Esta ecuación tiende a una mayor aproximación cuanto más grande sea el numero de segmentos en los cuales se subdivide el tramo del río por analizar. ( Ver tablas III.1.5.a y III.1.5.b )

## PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL VASO PUXMETACAN



--- PERFIL DEL RIO

Figura III.1.5.a

## PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL VASO ZAPOTE

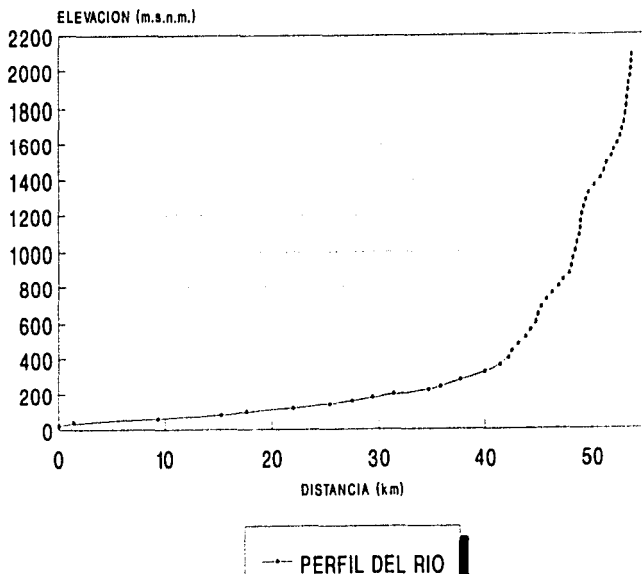


Figura III.1.5.b

## III.1.5.1 Tiempo de Concentración

Es el tiempo que demora el agua en su viaje desde el punto hidráulico más distante de una cuenca hasta el sitio en consideración. Para valorar este tiempo de concentración existen varias expresiones propuestas por diferentes autores, de las cuales se adoptará el valor promedio, eliminando el valor máximo y el mínimo de los tiempos obtenidos. Con el valor de "S" (pendiente media del cauce) y con el desnivel del cauce principal se puede estimar este tiempo. Las expresiones más comunes para valorar el tiempo de concentración del cauce principal son:

$$\text{Kirpich} \quad \text{a)} \quad t_c = 0.39 \left( \frac{L^2}{S} \right)^{0.385} \quad \text{b)} \quad t_c = 32.5 \left( \sqrt{\frac{L^3}{H}} \right)^{0.77}$$

$$\text{Fao} \quad t_c = \frac{L^{1.15}}{15 H^{0.15}}$$

$$\text{Row} \quad t_c = \left( \frac{0.87 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$\text{E. Basso} \quad \text{a)} \quad t_c = 0.067 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad \text{b)} \quad t_c = 0.067 \left( \frac{L^{1.115}}{H^{0.115}} \right)$$

$$\text{Chow} \quad t_c = 0.00506 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

en donde:

$S$  = Pendiente media del cauce

$H$  = Desnivel del cauce

$L$  = Longitud del cauce

Los resultados se presentan en en las tablas III.1.5.a y III.1.5.b.



Tabla III.1.5.a

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL EN EL VASO PUXMETACAN SOBRE EL RÍO PUXMETACAN					
TRAMO	LONGITUD (km)	ALTURA (m.s.n.m.)	$\Delta h$ (m)	$s=h/l$	$l/vs$
0		130			
0 - 1	3 15	140	10	3 17E-03	55,907
1 - 2	11 15	160	20	1 79E-03	263 268
2 - 3	3 65	180	20	5 48E-03	49 309
3 - 4	11 15	200	20	1 79E-03	263 268
4 - 5	11 65	240	40	3 43E-03	198 819
5 - 6	7 15	280	40	5 59E-03	95 594
6 - 7	7 15	280	40	5 59E-03	95 594
7 - 8	7 25	320	40	5 52E-03	97 606
8 - 9	5 65	360	40	7 08E-03	67 149
9 - 10	3 15	400	40	1 27E-02	27 953
10 - 11	2 15	440	40	1 86E-02	15 763
11 - 12	2 65	480	40	1 51E-02	21 669
12 - 13	2 15	520	40	1 86E-02	15 763
13 - 14	2 15	560	40	2 42E-02	10 597
14 - 15	1 65	600	40	2 05E-02	13 615
15 - 16	1 95	640	40	3 48E-02	6 166
16 - 17	1 15	680	40	3 48E-02	6 166
17 - 18	1 25	720	40	3 20E-02	6 988
18 - 19	1 25	760	40	3 20E-02	6 988
19 - 20	1 25	800	40	3 81E-02	5 380
20 - 21	1 05	840	40	3 48E-02	6 166
21 - 22	1 15	880	40	5 33E-02	3 248
22 - 23	0 75	920	40	5 00E-02	3 578
23 - 24	0 80	960	40	8 00E-02	1 768
24 - 25	0 50	1 000	40	8 00E-02	1 768
25 - 26	0 50	1 040	40	8 00E-02	1 768
26 - 27	0 50	1 080	40	2 00E-01	447
27 - 28	0 20	1 120	40	2 00E-01	447
28 - 29	0 20	1 160	40	1 00E-01	1 265
29 - 30	0 40	1 200	40	8 00E-02	1 768
30 - 31	0 50	1 240	40	2 00E-01	447
31 - 32	0 20	1 280	40	2 00E-01	447
32 - 33	0 20	1 320	40	2 00E-01	447
33 - 34	0 50	1 360	40	8 00E-02	1 768
34 - 35	0 20	1 400	40	2 00E-01	447
35 - 36	0 40	1 420	20	5 00E-02	1 789
36 - 37	0 35	1 440	20	5 71E-02	1 464
37 - 38	0 30	1 460	20	6 67E-02	1 162
38 - 39	0 35	1 480	20	5 71E-02	1 464
39 - 40	0 35	1 500	20	5 71E-02	1 464
40 - 41	0 30	1 520	20	6 67E-02	1 162
41 - 42	0 30	1 540	20	6 67E-02	1 162
42 - 43	0 35	1 560	20	5 71E-02	1 464
43 - 44	0 25	1 580	20	8 00E-02	884
44 - 45	0 20	1 600	20	1 00E-01	632
45 - 46	0 25	1 620	20	1 60E-01	625
46 - 47	0 20	1 640	40	2 00E-01	447
	0 25	1 680	40	2 00E-01	447
	0 25	1 720	40	1 60E-01	625

Tabla III.1.5.a (Continuación)

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL EN EL VASO PUXMETACÁN SOBRE EL RÍO PUXMETACÁN					
TRAMO	LONGITUD (km)	ALTURA (m.s.n.m.)	$\Delta h$ (m)	$s=h/l$	$l/\sqrt{s}$
47 - 48	0 20	1 760	40	2 00E-01	447
48 - 49	0 20	1 800	40	2 00E-01	447
49 - 50	0 20	1 840	40	2 00E-01	447
50 - 51	0 15	1 880	40	2 67E-01	290
51 - 52	0 15	1 920	40	2 67E-01	290
52 - 53	0 15	1 960	40	2 67E-01	290
53 - 54	0 10	2 000	40	4 00E-01	158
54 - 55	0 10	2 040	40	4 00E-01	158
55 - 56	0 10	2 080	40	4 00E-01	158
56 - 57	0 10	2 120	40	4 00E-01	158
57 - 58	0 10	2 160	40	4 00E-01	158
58 - 59	0 10	2 200	40	4 00E-01	158
59 - 60	0 05	2 240	40	8 00E-01	56
60 - 61	0 05	2 280	40	8 00E-01	56
61 - 62	0 05	2 320	40	8 00E-01	56
62 - 63	0 05	2 360	40	8 00E-01	56
63 - 64	0 05	2 400	40	8 00E-01	56
64 - 65	0 05	2 440	40	8 00E-01	56
65 - 66	0 05	2 480	40	8 00E-01	56
66 - 67	0 05	2 520	40	8 00E-01	56
<b>SUMA =</b>	<b>100.00</b>	<b>2,390</b>			<b>1,366,746</b>

$$S = (L / (l / \sqrt{s}))^2 = 0.005353333 = 0.54 \%$$

#### TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DEL CAUCE PRINCIPAL EN EL VASO PUXMETACÁN

Kirpich a)  $t_c = 0.39 (L^2 / S)^{0.385} = 17.20$  hrs.

b)  $t_c = 32.5 (\sqrt{L^3 / H})^{0.77} = 9.69$  hrs.

Fao  $t_c = L^{1.18} / (15 H^{0.38}) = 9.55$  hrs.

Row  $t_c = (0.87 L^2 / H)^{0.385} = 9.68$  hrs.

E. Basso a)  $t_c = 0.067 (L / \sqrt{S})^{0.77} = 9.78$  hrs.

b)  $t_c = 0.067 (L^{1.118} / H^{0.385}) = 8.14$  hrs.

Chow  $t_c = 0.00506 (L / \sqrt{S})^{0.84} = 9.79$  hrs.

Tpo. Promedio =  $(9.69+9.55+9.68+9.78+9.79) / 5 = 9.70$  hrs.

Tabla III.1.5.b

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL EN EL VASO ZAPOTE SOBRE EL RÍO MANSO					
TRAMO	LONGITUD (km)	ALTURA (m.s.n.m.)	Δh (m)	s=h/l	l/vs
0		20			
0 - 1	1.40	40	20	1.43E-02	11.713
1 - 2	7.90	60	20	2.53E-03	157.009
2 - 3	5.90	80	20	3.39E-03	101.336
3 - 4	2.40	100	20	8.33E-03	26.291
4 - 5	4.40	120	20	4.55E-03	65.263
5 - 6	3.40	140	20	5.88E-03	44.331
6 - 7	2.10	160	20	9.52E-03	21.519
7 - 8	1.90	180	20	1.05E-02	18.519
8 - 9	2.00	200	20	1.00E-02	20.000
9 - 10	3.30	220	20	6.06E-03	42.389
10 - 11	1.10	240	20	1.82E-02	8.158
11 - 12	1.90	280	40	2.11E-02	13.095
12 - 13	2.30	320	40	1.74E-02	17.441
13 - 14	1.40	360	40	2.86E-02	8.283
14 - 15	0.80	400	40	5.00E-02	3.578
15 - 16	0.30	440	40	1.33E-01	822
16 - 17	0.60	480	40	6.67E-02	2.324
17 - 18	0.70	520	40	5.71E-02	2.928
18 - 19	0.50	560	40	8.00E-02	1.768
19 - 20	0.50	600	40	8.00E-02	1.768
20 - 21	0.20	640	40	2.00E-01	447
21 - 22	0.30	680	40	1.33E-01	822
22 - 23	0.50	720	40	8.00E-02	1.768
23 - 24	0.50	760	40	8.00E-02	1.768
24 - 25	0.60	800	40	6.67E-02	2.324
25 - 26	0.40	840	40	1.00E-01	1.265
26 - 27	0.60	880	40	6.67E-02	2.324
27 - 28	0.20	920	40	2.00E-01	447
28 - 29	0.15	960	40	2.67E-01	290
29 - 30	0.20	1,000	40	2.00E-01	447
30 - 31	0.20	1,040	40	2.00E-01	447
31 - 32	0.20	1,080	40	2.00E-01	447
32 - 33	0.10	1,120	40	4.00E-01	158
33 - 34	0.05	1,160	40	8.00E-01	56
34 - 35	0.10	1,200	40	4.00E-01	158
35 - 36	0.15	1,240	40	2.67E-01	290
36 - 37	0.20	1,280	40	2.00E-01	447
37 - 38	0.25	1,320	40	1.60E-01	625
38 - 39	0.50	1,360	40	8.00E-02	1.768
39 - 40	0.60	1,400	40	6.67E-02	2.324
40 - 41	0.30	1,440	40	1.33E-01	822
41 - 42	0.25	1,480	40	1.60E-01	625
42 - 43	0.50	1,520	40	8.00E-02	1.768
43 - 44	0.20	1,560	40	2.00E-01	447
44 - 45	0.35	1,600	40	1.14E-01	1,035
45 - 46	0.30	1,640	40	1.33E-01	822
46 - 47	0.10	1,680	40	4.00E-01	158

Tabla III.1.5.b (Continuación)

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL EN EL VASO ZAPOTE SOBRE EL RÍO MANSO					
TRAMO	LONGITUD (km)	ALTURA (m.s.n.m.)	$\Delta h$ (m)	$s=h/l$	$l/\sqrt{s}$
47 - 48	0 20	1,720	40	2 00E-01	447
48 - 49	0 15	1,760	40	2 67E-01	290
49 - 50	0 10	1,800	40	4 00E-01	158
50 - 51	0 05	1 840	40	8 00E-01	56
51 - 52	0 10	1,880	40	4 00E-01	158
52 - 53	0 05	1,920	40	8 00E-01	56
53 - 54	0 15	1,960	40	2 67E-01	290
54 - 55	0 10	2,000	40	4 00E-01	158
55 - 56	0 05	2,040	40	8 00E-01	56
56 - 57	0 05	2,080	40	8 00E-01	56
SUMA =	53.80	2,060			594,557

$$S = (L / (l / \sqrt{s}))^2 = 0.008187996 = 0.82 \%$$

#### TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DEL CAUCE PRINCIPAL EN EL VASO ZAPOTE

Kirpich a)  $t_c = 0.39 (L^2 / S)^{0.385} = 9.06$  hrs.

b)  $t_c = 32.5 (\sqrt{L^2 / H})^{0.77} = 5.01$  hrs.

Fao  $t_c = L^{1.15} / (15 H^{0.38}) = 4.95$  hrs.

Row  $t_c = (0.87 L^2 / H)^{0.388} = 5.01$  hrs.

E. Basso a)  $t_c = 0.067 (L / \sqrt{S})^{0.77} = 5.06$  hrs.

b)  $t_c = 0.067 (L^{1.15} / H^{0.385}) = 4.32$  hrs.

Chow  $t_c = 0.00506 (L / \sqrt{S})^{0.84} = 5.75$  hrs.

Tpo. Promedio =  $(5.01+4.95+5.01+5.06+5.75) / 5 = 5.16$  hrs.

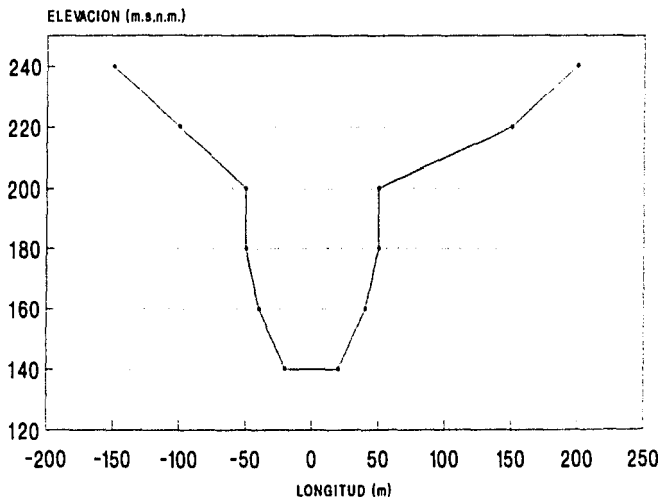
**III.2 UBICACIÓN DE LA BOQUILLA**

En base a la información recabada en cartas topográficas y geológicas, elaboradas por el INEGI y a los estudios Agrológicos y Socioeconómicos de la zona de estudio, se determino la ubicación de las boquillas, obteniendo las siguientes coordenadas

Vaso Puxmetacán Latitud 17° 20' 18" y Longitud 95° 37' 15" (carta topográfica E15C32 " San Felipe Cihualtepec", ESC 1 50 000); Vaso Zapote Latitud 17° 39' 41" y Longitud 95° 52' 53" (carta topográfica E15C21 " Xochiapa", ESC 1 50 000)

El perfil de los dos sitios arriba mencionados se muestran en las figuras III.2.a y III.2.b

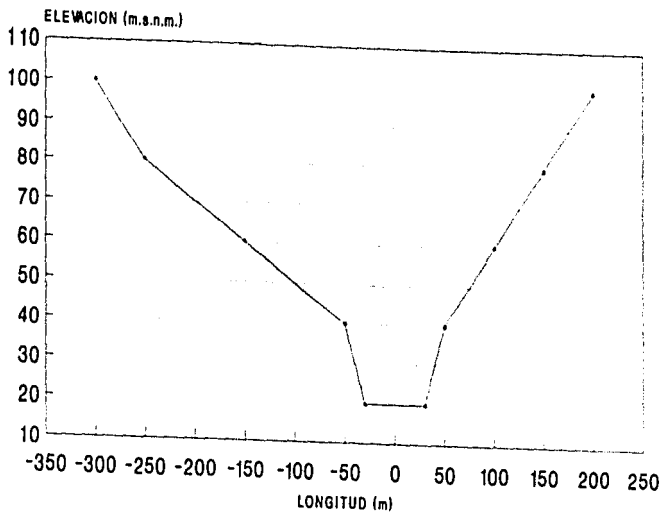
## PERFIL DE LA BOQUILLA VASO PUXMETACAN



— SECCION DEL RIO

Figura III.2.a

## PERFIL DE LA BOQUILLA VASO ZAPOTE



— SECCION DEL RIO

Figura III.2.b

## III.3 ELABORACIÓN DE LAS CURVAS ELEACIONES-ÁREAS-CAPACIDADES

Para cada curva de nivel comprendida dentro de la boquilla se calculó el área, empleando un planímetro modelo KEIT. Tipo Zero Set Device and Optical Tracer (made in Switzerland). Para obtener la capacidad entre dos curvas de nivel equidistantes a cada 20 m se promedió el área de estas y se multiplica por el desnivel. Estos resultados se muestran en las tablas III.3.a y III.3.b

Tabla III.3.a

CURVA ELEACIONES - ÁREAS - CAPACIDADES VASO PUXMETACÁN						
CURVA DE NIVEL	ÁREA (km <sup>2</sup> )	ÁREA (Ha)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	DESNIVEL (m)	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )	VOLUMEN ACUMULADO (m <sup>3</sup> )
140	0 21	21 40	213 980 03	0	0 00	0 00
160	1 50	149 79	1 497 860 20	20	17 118 402 29	17 118 402 29
180	3 47	347 12	3 471 231 57	20	49 690 917 74	66 809 320 03
200	7 96	796 48	7 964 812 17	20	114 360 437 47	181 169 757 50
220	15 45	1545 41	15 454 113 17	20	234 189 253 43	415 359 010 53
240	25 94	2593 91	25 939 134 57	20	413 932 477 40	829 291 488 33

Tabla III.3.b

CURVA ELEACIONES - ÁREAS - CAPACIDADES VASO ZAPOTE						
CURVA DE NIVEL	ÁREA (km <sup>2</sup> )	ÁREA (Ha)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	DESNIVEL (m)	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )	VOLUMEN ACUMULADO (m <sup>3</sup> )
20	0 12	11 89	118 877 79	0	0 00	0 00
40	1 00	99 86	998 573 47	20	11 174 512 60	11 174 512 60
60	12 20	1219 69	12 196 861 63	20	131 954 350 97	143 128 863 57
80	43 30	4329 53	43 295 292 44	20	554 921 540 70	698 050 404 27
100	76 20	7620 07	76 200 665 72	20	1 194 959 581 60	1 893 009 985 87

Las curvas Elevaciones-Áreas-Capacidades, se obtienen graficando los valores de las áreas y capacidades de cada curva de nivel comprendida dentro de la boquilla, graficando del lado de las ordenadas (Eje Y), las elevaciones y del lado de las abscisas (Eje X) las áreas y capacidades, como se muestra en las figuras III.3.a y III.3.b



# VASO PUXMETACAN

## CURVA ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

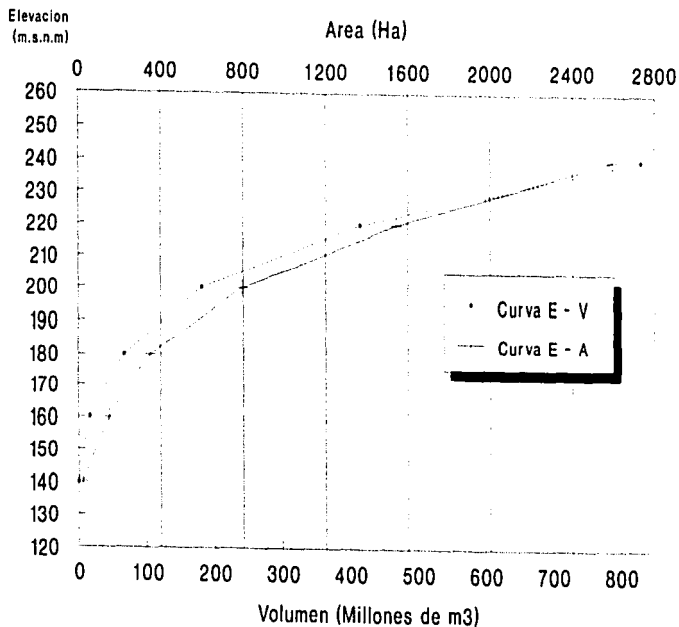


Figura III.3.a

# VASO ZAPOTE

## CURVA ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

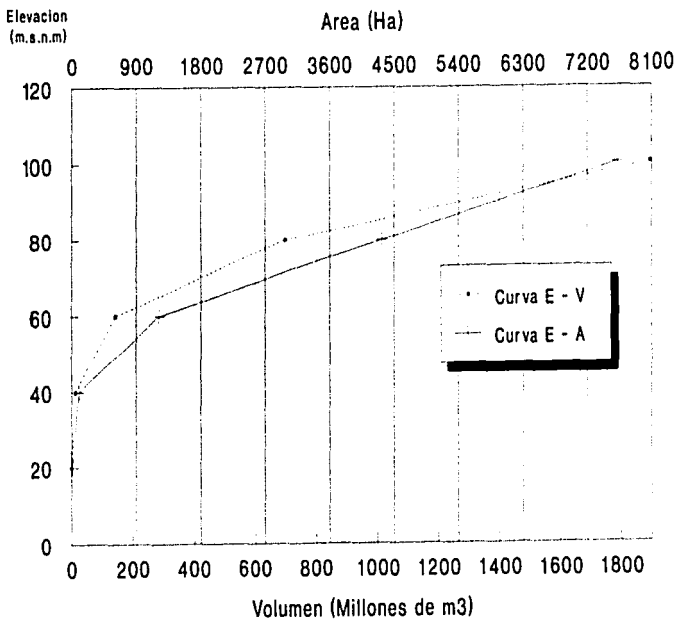


Figura III.3.b

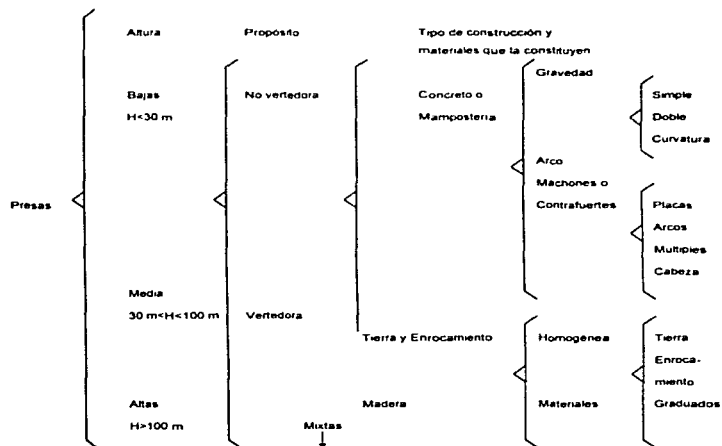
## III.4 DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PRESAS

Se entiende por presa una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo mismo, con el objeto de formar un almacenamiento o una derivación. Tal estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad y ser relativamente impermeable.

## III.4.1 CLASIFICACIÓN

Las presas se pueden clasificar con referencia a

- Su altura
- Su propósito
- El tipo de construcción y los materiales que la constituyen



### III.4.2 TIPOS DE PRESAS SEGÚN EL TIPO DE CONSTRUCCIÓN Y LOS MATERIALES QUE LA CONSTITUYEN

#### III.4.2.1 Presa Tipo Gravedad

Es costumbre limitar el termino presa tipo gravedad a las presas masivas de concreto o mampostería, las cuales resisten al sistema de fuerzas que le son impuestas, principalmente por el peso propio de ellas mismas. Sin embargo si la presa es ligeramente convexa en planta, hacia aguas arriba, en toda su longitud, un pequeña proporción de las cargas impuestas se transmitirá por acción de arco.

Las presas tipo gravedad tienen una sección recta casi triangular con mucha frecuencia se construyen en planta recta aun cuando pueden tener desviaciones que permitan aprovechar con ventaja las características topográficas del sitio ( Ver figura III.4.2.1 )

#### III.4.2.2 Presa de Materiales Graduados

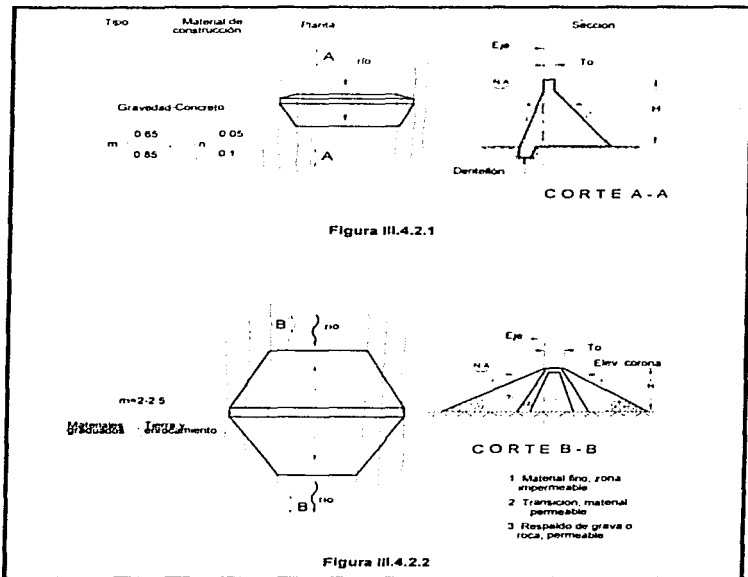
Este tipo de presas consisten en una zona central o corazón impermeable, con zonas semi permeables y permeables colocadas progresivamente hacia aguas abajo y aguas arriba desde dicho corazón

Dependiendo de los materiales disponibles en la región los respaldos de material permeable se pueden construir con gravas o enrocamiento de buena calidad

Las cantidades que de los diferentes materiales se colocan en el cuerpo de la presa dependen en gran parte de su disponibilidad en la zona, económicamente y de las características mecánicas de los mismos.

La estabilidad de estas estructuras es una función de la estabilidad de sus taludes, en las diversas condiciones de trabajo, en donde el flujo de agua a través del cuerpo de las mismas desempeña un papel sumamente importante ( Ver figura III.4.2.2 )

**Nota:** Cabe mencionar que existen otros tipos de presas las cuales no se ajustan al presente estudio



### III.4.3 FACTORES QUE AFECTAN LA DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PRESA

La determinación del tipo de presa más conveniente para un sitio determinado, involucra la consideración de muchos factores, aun cuando con frecuencia para estudios preliminares se requiera la elaboración de diseños de más de un tipo, con el objeto de estimar costos y determinar el que se usará en el diseño final.

Los factores que generalmente tienen importancia en la determinación del tipo de presa son:

#### III.4.3.1 Condiciones del Sitio

En este renglón se incluyen aquellas condiciones que pueden influir en el tipo de estructura que se vaya a construir, como son las condiciones de la cimentación, topografía, materiales de construcción y accesibilidad al sitio.

##### III.4.3.1.1 Condiciones de la Cimentación

En el diseño de presas son de gran importancia las condiciones de la cimentación, ya que por la naturaleza propia del problema, que trata con masas de roca con fracturas, fallas y juntas, o con cimentaciones en formaciones en diferente grado de intemperismo, con gran heterogeneidad en relación en sus propiedades físicas, es difícil determinar características de conjunto de los materiales que forman la cimentación. Por consiguiente se deben efectuar investigaciones amplias, tanto de campo como de laboratorio, con la guía de técnicos experimentados y calificados en este tipo de problemas.

Los datos de la cimentación que se pueden considerar indispensables y que influyen en el tipo de presas son: Esfuerzos permisibles, características elásticas, coeficientes de permeabilidad, profundidades de excavaciones y valuación de la efectividad, tanto de consolidación como de impermeabilidad de un tratamiento de la cimentación. Se puede decir que en general, una formación

rocosa, densa y resistente, si no existen accidentes geológicos desfavorables, como fallas activas o contactos inestables, o que de existir se puedan tratar efectivamente, proporciona una cimentación adecuada para cualquier tipo de presa y de teóricamente cualesquier alturas. Sin embargo, desde el punto de vista económico existen limitaciones para cierto tipo de presas, lo que ha influido para que se conserven dentro de valores relativamente modestos.

Presas de tierra y materiales graduados se pueden construir en forma segura y económica en cimentaciones rocosas de buena calidad, así como en aquellas de calidad relativamente pobre desde el punto de vista de resistencia, para las presas de concreto se requieren consideraciones especiales, pues cuando se trate de cimentaciones pobres, cualitativamente hablando, la construcción de las de tipo arco se debe tomar con reserva.

Por otra parte, cuando la cimentación es muy permeable y el gasto de infiltración es un punto que se deba considerar, las presas de tierra pueden dar una solución apropiada, debido a que provocan una mayor longitud de filtración y menor gasto para una carga dada, que en el caso de presas de concreto.

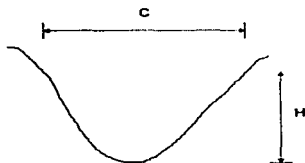
#### III.4.3.1.2 Topografía

Si las condiciones geológicas son adecuadas, los cañones angostos son favorables para construir presas de arco, y se puede decir que desde el punto de vista económico la relación cuerda-altura, se debe limitar a valores próximos a cinco, para valores mayores de esta relación se cae en el caso de presas tipo gravedad. Se puede decir también que la presa tipo gravedad resulta favorable cuando se tenga una localización en planta en línea quebrada.

Si el costo de las obras accesorias, como las obras de excedencias y de toma, no es un factor decisivo en la elección del tipo de cortina y hay disponibilidad de los materiales de construcción necesarios, en general y desde el punto de vista económico las presas de tierra y

materiales graduados compiten favorablemente con otros tipos posibles de presas. Un caso de excepción se podría presentar en cañones sumamente angostos, para presas muy altas.

Las relaciones siguientes ilustran, en forma general lo dicho anteriormente

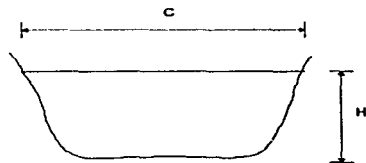


Relación cuerda-altura:

$$\frac{C}{H} < 4$$

$$4 < \frac{C}{H} < 7$$

$$\frac{C}{H} > 7$$



Tipo:

Arco bóveda

Arco delgado

Arco grueso

Arco gravedad

Tipo gravedad

Contrafuertes

Las presas tipo de tierra, enrocamiento y materiales graduados por lo general se pueden construir en cualquier forma de boquilla y con cualesquiera relación C/H.



**III.4.3.1.3 Materiales de Construcción**

La influencia de la disponibilidad de materiales de construcción adecuados en la determinación del tipo de cortina depende del costo relativo de los materiales, puesto a pie de obra tanto para concreto como de tierra y enrocamiento

**III.4.3.1.4 Accesos al Sitio**

El efecto de este factor en la determinación del tipo de presa tiene una estrecha relación con la disponibilidad de materiales de construcción. El costo de los materiales puesto en obra será mayor si es necesario construir los caminos de acceso

En algunos casos se han construido con éxito transportadores de banda tanto para agregados del concreto como para tierra

**III.4.3.2 Factores Hidráulicos**

Con mucha frecuencia y desde el punto de vista económico, es la obra de excedencias la estructura más importante que influye en la determinación del tipo de presa, siguiéndolo en su orden la obra de desvío y la obra de toma

**III.4.3.2.1 Obra de Excedencias**

En las presas tipo gravedad y de machones con placas con facilidad se pueden adaptar vertedores de demasías que viertan por encima de ellas, incluso para gastos de gran consideración; en cambio las cortinas tipo arco, vertedoras se limitan a pequeños gastos y con caídas reducidas.

Las presas de machones y placas no se adaptan bien para vertedores controlados con compuertas radiales de grandes dimensiones, aun cuando pueden serlo para compuertas

relativamente pequeñas. Las presas de machones con arcos múltiples no son muy favorables para ser vertedoras debido a la dificultad de acondicionar el cimacio del vertedor.

Los vertedores con canal lateral y descarga en túnel en la ladera son adaptables a cualquier tipo de presa. Cuando se requieren vertedores de gran capacidad y donde el agua adquiere altas velocidades es recomendable que la descarga sea en canal abierto, razón por la cual resulta favorable la solución de presas tipo gravedad y de machones y placas, vertedoras. Las presas de tierra, entrocamiento y materiales graduados no son aptas para vertedoras debido a que los elementos del vertedor quedarían cimentados sobre materiales sometidos a asentamientos diferenciales durante el proceso de consolidación residual que casi siempre se presenta. En estas condiciones el canal de descarga no sería estable y se presentaría la falla de la estructura.

#### III.4.3.2.2 Obra de Desvío

El método para desviar el escurrimiento del río durante la construcción de la presa depende del tipo de la misma, del tipo de obra de excedencias y de toma, del flujo probable propiamente dicho y del espacio disponible en la zona de construcción.

Cuando se trate de presas de concreto, de gravedad y arco ya sean vertedoras o no vertedoras y haya suficiente espacio para el equipo de construcción, con frecuencia es conveniente hacer colados por bloques y dejar pasar el flujo entre ellos sin que tenga gran influencia el gasto máximo que brinque sobre la estructura. En otras ocasiones es probable que el flujo pueda pasar a través de un hueco que se deje en la estructura, al igual que en presas de machones el desvío se puede hacer entre ellos, y posteriormente a través de un hueco en la cubierta.

El desvío por medio de túneles construidos en las laderas de los cañones y que libren la zona de construcción pueden tener alguna ventaja en presas de concreto y su uso es casi obligado en presas de tierra y materiales graduados.

Para presas de tierra y materiales graduados con mucha frecuencia hay necesidad de hacer el desvío en dos etapas. La primera en tajo o canal y la segunda en túneles. Los túneles de desviación se pueden usar con ventaja en la descarga de vertedores con canal lateral y en obras de toma y de control, por lo que en la planeación general se debe tener en cuenta esa posibilidad.

El costo del desvío por lo general es mayor para presas de tierra y materiales graduados que para presas de concreto debido a la gran amplitud de la base en las primeras presas mencionadas. Sin embargo las diferencias en costo de diferentes desvíos de ordinario no son de gran importancia en la selección del tipo de presa, salvo en el caso de que se tenga un río permanente y muy caudaloso.

#### **III.4.3.2.3 Obra de Toma**

El costo de la obra de toma rara vez influye en la determinación del tipo de presa, ya sea esta por gravedad, machones, tierra o materiales graduados. Sin embargo, las presas de arco, sobre todo de arco delgado, no son ventajosas para tomas de gran tamaño o para varios huecos de toma, especialmente en zonas de grandes esfuerzos en el concreto.

Si se requiere una obra de toma de gran capacidad, al mismo tiempo que una presa en arco, es preferible la solución a base de túnel o túneles a través de la masa de roca en las laderas.

#### **III.4.3.3 Efectos de Clima**

El clima, cuando es muy extremo puede tener efectos perjudiciales en estructuras muy delgadas como arcos y machones, en donde es conveniente proteger las superficies expuestas a grandes cambios de temperatura para evitar que se "descascare" el concreto y se reduzca la sección útil.

#### III.4.3.4 Tránsito

Con mucha frecuencia las presas inundan tramos de carreteras y caminos que quedan localizados dentro del vaso de almacenamiento y es indispensable su relocalización, en esos casos la presa puede representar una buena solución para cruzar el río de que se trate, por un camino federal o estatal, por lo que dicha posibilidad se debe tener en cuenta en el diseño.

Las presas tipo gravedad, arcos grueso, tierra y materiales graduados se adaptan bien para la construcción de un camino en su corona, no así los tipos de arcos delgados y machones, en donde se deben hacer consideraciones especiales al respecto, muchas veces de un costo elevado.

En el caso de navegación fluvial, en donde hubiere necesidad de prever la construcción de esclusas, solamente la presa en arco podría presentar algunas dificultades en la localización de las mismas, pero por lo general no es un factor determinante en la selección de las presas.

De acuerdo a lo antes descrito, se propuso para el Vaso Puxmetacán una **Presa de Materiales Graduados con vertedor libre** debido a la geología, topografía y requerimientos de demandas de agua y Para el Vaso Zapote una **Presa Tipo Gravedad con vertedor libre**. Debe tomarse en cuenta, que no se tienen estudios geológicos de pruebas directas en ninguno de los dos sitios.

## ***CAPÍTULO IV***

## IV. DISCUSIÓN DE NIVELES

### IV.1 GENERALIDADES

Antes del planteamiento del funcionamiento de un vaso conviene destacar las estructuras hidráulicas que constituyen una presa, las cuales se pueden dividir en básicas y especiales. Las primeras se refieren a aquellas que siempre existen en un almacenamiento

1. Cortina y vaso
2. Obra de toma
3. Obra de exelencias

Por lo que concierne a las obras especiales, son aquellas con las que cuentan propiamente cada almacenamiento en función de sus objetivos de diseño y se pueden mencionar

1. Obra de control de avenidas
2. Desarenadores
3. Diques para cerrar puertas

Sin duda la cortina es el elemento fundamental de una presa, ya que permite cambiar el régimen al escurrimiento por aprovechar, cuyo objetivo principal involucra el aprovechamiento y el control físico del agua. Al construirse una presa, la cortina cierra una parte de la cuenca que permite almacenar el agua dando origen al vaso.

La obra de toma es la estructura que permite la salida del agua almacenada en función de las demandas preestablecidas aguas abajo de la presa, de las necesidades de evacuación ante la avenida de gran magnitud, ó de la combinación de necesidades múltiples. Las obras de toma se pueden clasificar de acuerdo a sus objetivos, a su distribución física y estructura ó por su operación hidráulica.

La obra de excedencias es una estructura que en las presas de almacenamiento y regulación permiten el desalojo de aguas excedentes. dicha obra de excedencia es proyectada para que tenga la capacidad suficiente de desalojo de una avenida de diseño asociada a un periodo de retorno adecuado. En el caso de presas derivadoras, su función consiste en dejar pasar el agua excedente del sistema de derivación. Ordinariamente, la obra de excedencias entrega al río el agua que no se puede almacenar, con régimen subcrítico, esto se logra con cubetas deflectoras o salto de ski, así como con tanques amortiguadores con el objeto de no provocar socavaciones al cauce del río.

Dentro de un vaso podemos distinguir las siguientes capacidades

- Capacidad de azolves
- Capacidad mínima de operación
- Capacidad útil
- Capacidad de control de avenidas
- Capacidad total

De las capacidades arriba mencionadas, a continuación se describen las tres primeras, ya que para el cálculo de la Capacidad de control de avenidas, se necesita efectuar el Tránsito de avenidas en el vaso, tema que será tratado en el Subcapítulo IV.3 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL VASO y la Capacidad total se obtiene en el Subcapítulo IV.4 DETERMINACIÓN DEL FETCH

#### IV.1.1 Capacidad de Azolves

Es el volumen de sedimentos que se acumulan en la cortina, por el acarreo de materiales en suspensión en el río y este se cuantifica de la siguiente manera.

- 1) **Criterio Empírico** Se utiliza cuando no hay registros de azolves en la corriente de estudio, y se puede considerar en forma conservadora como volumen medio anual de azolves igual a 0.1 % del escurrimiento medio anual o el 10 % de la capacidad total de la presa
- 2) **Registros de Azolves** Este método utiliza los registros de volúmenes acarreados por la vida útil de la obra, en las **tablas IV.1.1.a** y **IV.1.1.b** aparecen los resultados que se obtuvieron para el vaso Puxmetacán y Zapote, respectivamente

Tabla IV.1.1.a

ACARREO DE MATERIAL EN SUSPENSIÓN ESTACIÓN HIDROMÉTRICA PUXMETACÁN		
AÑO	VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO MILES DE m <sup>3</sup>	VOLUMEN DE ACARREO MILES DE m <sup>3</sup>
1958	1,562,643	392,782
1959	1,134,577	331,988
1960	1,434,582	978,659
1961	1,336,845	329,076
1962	1,029,599	113,108
1963	1,214,366	382,872
1964	1,152,948	160,908
1965	1,188,908	140,619
Nota: A partir del 1° de Enero DE 1966 se suspendieron las observaciones de esta estación		
SUMA	10,054,468	2830,012
PROMEDIO	1,256,809	353.75

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGIÓN HIDROLÓGICA No. 28 (PAPALOAPAN), 1958 A 1965 S.A.R.H.

#### CAPACIDAD DE AZOLVES EN EL SITIO PUXMETACÁN

$$C.A. = \text{Vol. Med. Anual de Azolves} \times \text{vida Útil} = 353.75 \times 50 = 17,687.58 \text{ } 10^3 \text{ m}^3$$

Conocida la capacidad de azolves (C.A.), se entra a la curva elevaciones - áreas - capacidades (figura III.3.a) del vaso Puxmetacán, determinando el **NAMIN = 20 m.**(160 m.s.n.m.).



Tabla IV.1.1.b

ACARREO DE MATERIAL EN SUSPENSIÓN ESTACIÓN HIDROMÉTRICA ZAPOTE		
AÑO	VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO MILES DE m <sup>3</sup>	VOLUMEN DE ACARREO MILES DE m <sup>3</sup>
1957	1 580 052	139 921
1958	2 574 070	323 648
1959	1 806 321	132 124
1960	1 924 078	179 868
1961	2 322 573	1356 598
1962	1 367 772	73 094
1963	1 381 051	96 101
1964	1 716 737	113 505
1965	2 192 008	219 034
1966	1 985 690	314 097
1967	1 436 981	140 184
1968	1 990 361	239 394
1969	2 489 719	383 993
1970	1 065 493	240 073
1971	1 696 044	171 475
1972	1 825 563	258 518
1973	1 751 117	152 876
1974	1 999 107	168 489
1975	1 821 548	384 884
1976	2 115 139	277 415
1977	1 470 880	119 829
1978	2 167 594	259 588
1979	1 462 766	122 77
1980	1 794 462	207 92
1981	2 531 728	364 68
SUMA	47 068 894	6440 078
PROMEDIO	1 882 756	257.60

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGIÓN HIDROLÓGICA No. 28 (PAPALOAPAN), 1957 A 1981 S. A. R. H.

#### CAPACIDAD DE AZOLVES EN EL SITIO ZAPOTE

$$C.A. = \text{Vol. Med. Anual de Azolves} \times \text{Vida Útil} = 257.60 \times 50 = 12,880.16 \times 10^3 \text{ m}^3$$

Conocida la capacidad de azolves (C.A.), se entra a la curva elevaciones - áreas - capacidades ( figura III.3.b ) del vaso Zapote, determinando el NAMINO = 22 m. (42 m.s.n.m.).

## IV.1.2 Capacidad Mínima de Operación

Es el volumen requerido en una planta hidroeléctrica, para que las turbinas operen en buenas condiciones. El gasto que se requiere esta en función de la potencia y la carga y se expresa de la siguiente manera

$$H = \frac{P_e}{82 Q}$$

donde

$P_e$  = Potencia efectiva en Kw, de una planta hidroeléctrica

$Q$  = Gasto de flujo en m<sup>3</sup>/seg

$H$  = Carga bruta de trabajo en m

Esta formula se aplica unicamente para el vaso Puxmetacán, el cual es propuesto para generación de energía eléctrica, riego y control de avenidas; los datos valores de potencia y gasto fueron propuestos considerando la demanda de electricidad en la región, obteniendo el siguiente resultado

$$P_e = 5,000 \text{ Kw}$$

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H = 5,000 / (82 \cdot 20) = 30.49 \text{ m.}$$

Conocida la carga  $H = 30.49 \text{ m}$  (170.49 m.s.n.m.), se entra a la curva elevaciones-áreas-capacidades ( figura III.3.a ) y se determina la capacidad mínima de operación = 37'374,885m<sup>3</sup>. Se calculó el NAMINO = 50.49 m. (190.49 m.s.n.m.), mediante la suma del NAMIN = 20 m. (160 m.s.n.m.) y la carga  $H = 30.49 \text{ m.}$  (170.49 m.s.n.m.).

## IV.1.3 Capacidad Útil

Cuando se desea hacer una primera estimación del volumen útil se pueden usar dos métodos. El primero, llamado de **curva masa** o diagrama de Rippl, desarrollado en 1883, es útil cuando las demandas son constantes, y el segundo, conocido como **algoritmo del pico secuente**, es conveniente cuando las demandas varían en el tiempo.

- 1) **Curva masa:** Es una representación gráfica de los volúmenes acumulados contra el tiempo.
- 2) **Algoritmo del Pico Secuente:** Cuando la demanda no es constante, si bien es posible aplicar el método anterior, es más conveniente hacer el análisis numéricamente en lugar de hacerlo en forma gráfica. Este método se basa en la misma idea de Rippl, pero tiene la ventaja de que es más fácil de usar, especialmente para demandas variables, aplicándolo en nuestro caso para ambos vasos.

Dada una serie de volúmenes de entrada al vaso  $X_i$  y de salida  $D_i = D + E - V$  ( $D$  es la demanda para riego y/o para generación de energía eléctrica,  $E$  es la evaporación y  $V$  volumen de lluvia) para satisfacer la demanda durante un lapso de  $T$  semanas, meses, años, etc. El algoritmo del pico secuente consiste en:

- a) Calcular la entrada neta al vaso  $(X_i - D_i)$  para  $i = 1, 2, \dots, 2T$  y la entrada neta acumulada  $\sum_{i=1}^j (X_i - D_i)$  para  $j = 1, 2, \dots, 2T$ .
- b) Encontrar el primer pico (valor máximo) de las entradas netas acumuladas,  $P_1$ .
- c) Localizar el pico secuente,  $P_2$ , esto es, el siguiente pico mayor que  $P_1$ .
- d) Entre el primer par de picos,  $P_1$  y  $P_2$ , hallar el valor más bajo de la diferencia de  $(X_i - D_i)_{i_{máx}}$ , y, por lo tanto la diferencia de  $T_1 - P_1$ , equivale a la capacidad útil.
- e) Buscar el pico secuente  $P_3$ , mayor que  $P_2$ .
- f) Encontrar el valor mínimo  $T_2$  que se encuentre entre  $P_2$  y  $P_3$ , y calcular  $P_2 - T_2$ .

g) Repetir los pasos e y f para todos los picos sucesivos de los  $2 T$  intervalos de tiempo

Los pasos e, f y g no es necesario realizarlos cuando sólo se tienen dos picos, como se ve en las tablas IV.1.3.a y IV.1.3.b. No obstante, pueden aparecer más picos en un registro más largo

Para obtener la Demanda mensual para riego en ambos sitios, es necesario considerar que el uso consuntivo (evapotranspiración) varía con la temperatura, la duración del día y la humedad disponible. Multiplicando la temperatura media mensual ( $t$ ) por el posible porcentaje de horas del día con relación a los del año ( $p$ ), se obtiene un factor mensual de uso consuntivo ( $f$ )

Se considera que cuando se dispone de suficiente agua, el uso consuntivo de los cultivos varía directamente con este factor. La expresión matemática, en sistema métrico es

$$u = k f$$

$$f = \frac{45.7 t + 813}{100} p$$

donde:

$u$  = Uso consuntivo mensual en mm

$f$  = Factor mensual de uso consuntivo, en sistema métrico

$t$  = Temperatura media mensual en °C

$p$  = Porcentaje mensual de horas del día en relación con las del año ( Ver tabla 8 en el Anexo ).

$k$  = Coeficiente empírico del uso consuntivo correspondiente a un determinado cultivo (Ver tabla 9 en el Anexo).

**Consideraciones:****Vaso Puxmetacán**

Del estudio efectuado por la C N A en 1992 para el desarrollo de zonas de cultivo en el Bajo Papaloapan, se determinaron 135.000 Ha para riego durante un periodo de 6 meses (Agosto a Enero) y un coeficiente de uso consuntivo promedio para los tipos de cultivos de la zona (pastos, caña de azúcar, mango, plátano, maíz y frijol) de  $k = 0.8$ , donde

Mes	t	p
Agosto	24.6 °C	8.81
Septiembre	24.7 °C	8.29
Octubre	23.6 °C	8.24
Noviembre	21.3 °C	7.67
Diciembre	21.1 °C	7.89
Enero	20.7 °C	7.88

**Vaso Zapote**

Del estudio efectuado por la C N A en 1992 para el desarrollo de zonas de cultivo en el Bajo Papaloapan, se determinaron 280.000 Ha para riego durante un periodo de 6 meses (Agosto a Enero) y un coeficiente de uso consuntivo promedio para los tipos de cultivos de la zona (pastos, caña de azúcar, mango, plátano, maíz y frijol) de  $k = 0.8$ , donde

Mes	t	p
Agosto	28.0 °C	8.81
Septiembre	27.2 °C	8.29
Octubre	26.6 °C	8.24
Noviembre	23.8 °C	7.67
Diciembre	21.6 °C	7.89
Enero	22.8 °C	7.88

En las tablas IV.1.3.a y IV.1.3.b, que a continuación se muestran, se observan los resultados obtenidos con el procedimiento del algoritmo del pico secuente, para los vasos Puxmetacán y Zapote.

Tabla IV.1.3.a

CÁLCULO DEL VOLUMEN ÚTIL DEL VASO PUXMETACÁN										Derrame 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	Estado Vaso
Mes	Xi 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	D 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	E 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	V 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	Di=D+E-V 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	Xi-Di 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	(Xi-Di)ac 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	Vol. 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>			
Enero	54 049.84	149 897.08	485.96	473.14	149 709.90	95 960.00	-95 960.00	198 119.81			
Febrero	38 257.61	48 384.00	499.14	459.33	48 423.87	10 196.21	105 826.27	187 953.41			
Marzo	33 432.52	53 568.00	805.48	288.25	54 085.23	20 652.71	126 478.98	187 300.70			
Abril	27 122.52	51 840.00	885.06	436.06	52 289.60	25 167.08	151 846.00	142 133.62			
Mayo	24 066.88	53 568.00	1 038.01	955.29	53 650.72	28 983.84	180 629.90	113 149.78			
Junio	79 500.59	51 840.00	862.46	3 714.61	48 987.86	30 512.73	150 117.17	143 862.50			
Julio	210 296.63	53 568.00	969.29	5 904.44	48 632.85	161 063.78	11 546.61	293 779.68	11 546.61	Lleno	
Agosto	259 007.36	184 322.61	770.39	4 950.61	180 142.39	78 864.97	90 411.58	293 779.68	78 864.97	Lleno	
Septiembre	285 590.26	173 852.34	755.03	3 822.61	170 784.77	114 805.49	205 217.07	293 779.68	114 805.49	Lleno	
Octubre	189 633.40	168 330.15	671.04	2 024.29	166 976.89	22 656.51	227 873.88	293 779.68	22 656.51	Lleno	
Noviembre	109 705.13	147 979.06	554.87	1 152.00	147 381.92	37 676.79	190 196.78	256 102.88			
Diciembre	77 221.45	153 002.41	469.33	777.30	152 694.43	75 472.98	114 723.80	180 629.90			
Enero	54 049.84	149 897.08	485.96	473.14	149 709.90	95 960.00	19 063.74	84 969.84			
Febrero	38 257.61	48 384.00	499.14	459.33	48 423.82	10 196.21	8 897.54	74 603.63			
Marzo	33 432.52	53 568.00	805.48	288.25	54 085.23	20 652.71	11 755.18	54 150.92			
Abril	27 122.52	51 840.00	885.06	436.06	52 289.60	25 167.08	36 922.20	28 983.84			
Mayo	24 066.88	53 568.00	1 038.01	955.29	53 650.72	28 983.84	-45,906.10	0.00		VACÍO	
Junio	79 500.59	51 840.00	862.46	3 714.61	48 987.86	30 512.73	35 393.37	30 512.73			
Julio	210 296.63	53 568.00	969.29	5 904.44	48 632.85	161 063.78	126 270.41	162,176.51			
Agosto	259 007.36	184 322.61	770.39	4 950.61	180 142.39	78 864.97	205 135.38	271 041.48			
Septiembre	285 590.26	173 852.34	755.03	3 822.61	170 784.77	114 805.49	219 940.87	293 779.68	114 805.49	Lleno	
Octubre	189 633.40	168 330.15	671.04	2 024.29	166 976.89	22 656.51	342 597.38	293 779.68	22 656.51	Lleno	
Noviembre	109 705.13	147 979.06	554.87	1 152.00	147 381.92	37 676.79	304 920.59	256 102.88			
Diciembre	77 221.45	153 002.41	469.33	777.30	152 694.43	75 472.98	229 447.61	180 629.90			

$$\text{CAPACIDAD ÚTIL} = P1-T1 = (227,873.58 \text{ } 10^3 \text{ m}^3) - (-45,906.1 \text{ } 10^3 \text{ m}^3) = 293,779.68 \text{ } 10^3 \text{ m}^3$$

Conocida la capacidad útil (C.U. = 293,779 68 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>) más la capacidad de azolves (C.A. = 17,687.58 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>), se entra a la curva elevaciones - áreas - capacidades ( figura III.3.a ) del vaso Puxmetacán, determinando el NAMO = 72.5 m. (212.5 m.s.n.m.)

Tabla IV.1.3.b

CÁLCULO DEL VOLUMEN ÚTIL DEL VASO ZAPOTE										Derrame 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	Estado Vaso
Mes	Xi 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	D 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	E 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	V 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	D+E-V 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	Xi-Di 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	(Xi-Di)ac 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	Vol. 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>			
Enero	85 863.16	327 422.70	1 096.22	1 969.05	329 549.87	240 956.69	240 956.69	477 159.20			
Febrero	58 263.41	0.00	1 369.81	1 864.66	494.85	58 758.26	181 926.43	535 911.39			
Marzo	51 553.85	0.00	2 143.29	1 583.36	559.43	50 993.92	130 918.51	586 911.39			
Abril	44 245.05	0.00	2 712.52	1 523.07	1 189.45	43 055.60	87 858.91	629 996.98			
Mayo	43 993.23	0.00	2 763.52	3 396.38	592.87	44 589.10	43 272.81	674 553.08			
Junio	146 487.39	0.00	2 346.49	11 527.67	9 181.17	155 668.76	112 395.75	717 825.89	112 395.75	Lleno	
Julio	363 132.54	0.00	2 123.90	15 585.82	13 461.91	376 594.45	488 990.21	717 825.89	376 594.45	Lleno	
Agosto	342 623.55	412 962.05	2 213.42	12 865.88	402 279.59	59 656.04	429 334.16	658 165.84			
Septiembre	394 545.38	381 798.40	1 872.09	12 872.24	370 798.26	23 747.12	453 081.28	681 916.96			
Octubre	269 816.21	374 434.57	1 909.39	6 516.73	369 527.23	99 711.02	353 370.27	582 205.95			
Noviembre	171 422.95	326 548.59	1 226.10	3 268.20	324 506.50	153 083.55	200 286.72	429 122.39			
Diciembre	128 106.94	318 146.01	1 040.70	2 624.07	318 562.64	188 455.70	11 831.01	240 666.69			
Enero	85 863.16	327 422.70	1 096.22	1 969.05	329 549.87	240 956.69	228 835.68	0.00		Vacio	
Febrero	58 263.41	0.00	1 369.81	1 864.66	494.85	58 758.26	170 077.42	58 758.26			
Marzo	51 553.85	0.00	2 143.29	1 583.36	559.43	50 993.92	119 083.50	104 752.15			
Abril	44 245.05	0.00	2 712.52	1 523.07	1 189.45	43 055.60	76 027.89	152 807.78			
Mayo	43 993.23	0.00	2 763.52	3 396.38	592.87	44 589.10	31 441.86	147 353.88			
Junio	146 487.39	0.00	2 346.49	11 527.67	9 181.17	155 668.76	124 229.76	353 562.44			
Julio	363 132.54	0.00	2 123.90	15 585.82	13 461.91	376 594.45	500 821.22	717 825.89			
Agosto	342 623.55	412 962.05	2 213.42	12 865.88	402 279.59	59 656.04	441 165.18	658 165.84			
Septiembre	394 545.38	381 798.40	1 872.09	12 872.24	370 798.26	23 747.12	464 912.30	681 916.96			
Octubre	269 816.21	374 434.57	1 909.39	6 516.73	369 527.23	99 711.02	365 201.28	582 205.95			
Noviembre	171 422.95	326 548.59	1 226.10	3 268.20	324 506.50	153 083.55	212 117.73	429 122.39			
Diciembre	128 106.94	318 146.01	1 040.70	2 624.07	318 562.64	188 455.70	23 662.02	240 666.69	11 831.01	Lleno	

$$\text{CAPACIDAD ÚTIL} = P1-T1 = (488,990.21 \cdot 10^3 \text{ m}^3) - (-228,835.68 \cdot 10^3 \text{ m}^3) = 717,825.89 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

Conocida la capacidad útil (C U = 717,825 89 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>) más la capacidad de azolves (C A = 12,880 16 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>), se entra a la curva elevaciones - áreas - capacidades ( figura III.3.b ) del vaso Zapote, determinando el NAMO = 61 m. (m.s.n.m.)

## IV.2 SIMULACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

Un vaso de almacenamiento cumple una función de regulación, esto es, permite almacenar los volúmenes que escurren en exceso para que puedan aprovecharse cuando los escurrimientos sean escasos. Y puede tener uno o varios de los siguientes propósitos:

- a) Irrigación
- b) Generación de energía eléctrica
- c) Control de avenidas
- d) Abastecimiento de agua potable
- e) Navegación
- f) Acuicultura
- g) Recreación
- h) Retención de sedimentos

El funcionamiento de un vaso nos sirve como pronóstico a largo plazo que nos ayuda a obtener los lineamientos generales de la operación de vasos para determinar los niveles del embalse a alcanzar en la vida útil del vaso de acuerdo a una extracción de funcionamiento de vaso.

La simulación de funcionamiento de vaso es una herramienta hidrológica que nos permite simular, con un programa de extracciones propuesto, la evolución que hubiera tomado el embalse con las condiciones de escurrimiento, evaporaciones, infiltraciones y lluvias que se han presentado durante los años que se tenga registro, en el sitio analizado.

Al final de la simulación se hará un resumen de los derrames, deficiencias (en volumen y en porcentaje), número de meses con derrames, que son una medida de la política propuesta de extracción. Si existen altas y frecuentes deficiencias deberá probarse una política de extracción de menor volumen; en caso contrario, si ocurren derrames fuertes puede incrementarse el volumen demandado.



La simulación de la evolución de los niveles en el vaso, se realiza durante el proceso de diseño. Se utiliza fundamentalmente para seleccionar los niveles característicos de la presa. El **NAMINO** (nivel de aguas mínimas de operación) es el nivel más bajo con el que puede operar la presa. Cuando esta es para irrigación y otros usos, el **NAMINO** (también llamada en este caso **NAMIN** o nivel de aguas mínimas) coincide con el nivel al que se encuentra la entrada de la obra de toma. En el caso de las presas para generación de energía eléctrica, el **NAMINO** se fija de acuerdo con la carga mínima necesaria para que las turbinas operen en buenas condiciones. El volumen muerto es el que queda abajo del **NAMINO** o **NAMIN**, es un volumen del que no se puede disponer. El volumen de azolves es el que queda abajo del nivel de la toma y se reserva para recibir el acarreo de sólidos por el río durante la vida útil de la presa. La operación de la presa se lleva a cabo entre el **NAMINO** o **NAMIN** y el **NAMO** (nivel de aguas máximas ordinarias o de operación). El **NAMO** es el máximo nivel con que puede operar la presa para satisfacer las demandas, cuando el vertedor de excedencias no es controlado por compuertas, el **NAMO** coincide con su cresta o punto más alto del vertedor. En el caso de que la descarga por el vertedor este controlada, el **NAMO** puede estar por arriba de la cresta e incluso puede cambiar a lo largo del año. El volumen que se almacena entre el **NAMO** y el **NAMIN** o **NAMINO** se llama volumen o capacidad útil y es con el que satisfacen las demandas de agua.

El **NAME** (nivel de aguas máximas extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este nivel y el **NAMO**, llamado superalmacenamiento, sirve para controlar las avenidas que se presentan cuando el nivel en el vaso esta cercano al **NAMO**. El espacio que queda entre el **NAME** y la máxima elevación de la cortina (corona) se denomina bordo libre y está destinado a contener el oleaje y la marea producidos por el viento, así como a compensar las reducciones en la altura de la cortina provocadas por sus asentamientos.

## IV.2.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para simular el funcionamiento de un vaso se utiliza la ecuación de continuidad, para un intervalo de tiempo  $\Delta t$  se expresa

$$E - S = \Delta V \quad (1.1)$$

donde

$E$  Volumen de aguas que entra al vaso durante el intervalo considerado

$S$  Volumen que sale del vaso durante el mismo intervalo

$\Delta V$  Variación del volumen almacenado

En la simulación se utilizan, intervalos de un mes, pero si los vasos son muy grandes, con capacidad de regulación interanual pueden utilizarse intervalos mayores, hasta de un año, en cambio en vasos de muy poca capacidad de regulación, el intervalo se reduce a una semana o un día

Cada uno de los términos del primer miembro de la ec. 1.1 incluye varios factores. Las entradas provienen del escurrimiento generado en la propia cuenca, de las descargas de las presas situadas aguas arriba, de los escurrimientos que provienen de otras cuencas, cuando hay intercomunicación, y de la precipitación pluvial directa sobre el vaso. Las salidas están formadas por los volúmenes que se extraen para satisfacer la demanda, por las pérdidas debidas a evaporación e infiltración y por los derrames a través de la obra de excedencias

Tomando en cuenta esos factores, la ecuación de continuidad toma la forma

$$ICP + IT + VLL - VDEM - Veva - VINf - DERR = \Delta V \quad (1.2)$$

donde

<i>ICP</i>	Escurremientos generados por la cuenca propia
<i>IT</i>	Entradas por transferencia desde otras cuencas
<i>VLL</i>	Volumen de lluvia en el vaso
<i>VDEM</i>	Volumen extraído para satisfacer la demanda
<i>VEVA</i>	Volumen evaporado
<i>VINF</i>	Volumen infiltrado
<i>DERR</i>	Volumen derramado

#### IV.2.2 APORTACIONES

##### IV.2.2.1 Escurreimiento por Cuenca Propia (ICP)

Son los volúmenes de escurreimiento superficial generados dentro de la cuenca. La cuenca propia queda determinada por el sitio de la boquilla, donde se localiza la cortina de la presa, y por la ubicación de las presas construidas aguas arriba ya sea en el cauce principal o en los afluentes. Se cuantifican a partir de mediciones realizadas en las estaciones hidrométricas de la zona.

Cuando el sitio de las estaciones hidrométricas no coincide exactamente con el de la boquilla, es necesario extrapolar la información. Para ello se multiplica el volumen de escurreimiento superficial, medido en la estación hidrométrica más cercana, por un factor  $f$ , que puede calcularse en dos formas:

- a) Si se tiene información pluviométrica suficiente, se calcula

$$F = \frac{VC}{VE}$$

donde

$VC$  Volumen de precipitación pluvial en la superficie de la cuenca propia durante el intervalo  $\Delta t$

$VE$  Volumen de precipitación pluvial en la superficie asociada a la estación hidrométrica, durante el mismo intervalo

Si no existe información pluviométrica suficiente, el factor estará determinado por la relación de áreas, es decir

$$F = \frac{AC}{AE}$$

donde

$AC$  Área de la cuenca propia

$AE$  Área asociada a la estación

Para Puxmetacán se tiene:

$$AC = 958.19 \text{ km}^2$$

$$AE = 820.8 \text{ km}^2$$

$$F = (958.19 \text{ km}^2) / (820.8 \text{ km}^2) = 1.67384858$$

Para Zapote se tiene:

$$AC = 739.25 \text{ km}^2$$

$$AE = 632.8 \text{ km}^2$$

$$F = (739.25 \text{ km}^2) / (632.8 \text{ km}^2) = 1.168224176$$

En el presente estudio debido a que los sitios de las estaciones no coinciden con el de las boquillas, se utilizó el factor F determinado por la relación de áreas, para obtener los volúmenes de escurrimiento que se presentan en los sitios de interés ( Ver tablas IV.2.2.1.a y IV.2.2.1.b )

Tabla IV.2.2.1.a

VOLUMENES EN MILES DE m <sup>3</sup> EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA PUXMETACAN												
AÑO	ENERO	FEB	MAR	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1957	33279	21684	16010	14652	14179	64411	151331	139847	139937	106839	76431	398727
1958	45328	32946	37491	28520	24046	82189	92644	18710	215541	113752	136411	697973
1959	45278	30724	26643	27019	17478	480179	159789	319613	361535	136669	120203	819735
1961	62194	41443	31380	26489	22279	42713	235739	23330	201748	131861	105899	76030
1962	44646	32335	26611	24594	21182	40740	129920	242169	467359	242169	113700	546260
1963	39339	26764	26092	19349	15729	39349	207783	160120	412182	171781	15611	72218
1964	37675	28374	23492	19168	18701	79794	239715	18225	176036	154913	72687	95334
1965	49573	32661	32335	26611	21182	40740	129920	242169	467359	242169	113700	546260
1966	44684	30133	30943	31010	40480	81858	266999	186467	197605	154913	14881	57291
1967	42400	34188	34554	23962	22445	49933	170207	152667	170703	144581	72754	148444
1968	51288	41487	34556	27800	26846	44623	264774			117236	66280	82697
1969	57652	37336	34676	27336	24661			318095	158904	66678	57506	37506
1970	41426	32000	30581	24633	23235	36697		249142	153451	131952	75025	56508
1971	38600	27922	25392	25781	26402	31837		71051	151724	110430	74795	63995
1972	53550	36017	25830	20438	22613	38623						
1973	36626	28841	22693	19319	15855							
1974	39247	32961	28087	17300	17188	22302	157150	113964	182264	208455	61375	43468
1975	33121	24924	20583	18748	17706	57814	119147	272760	436272	197895	75020	70845
1976	65583	36419	30468	26650	22779	107565	146467	145539	241141	134147	97934	62659
1977	40702	28434	25264	19769	17267	42399	121339	181338	110148	148495	122783	61878
1978	35604	30695	27711	21478	18804		53761	21626	364878	202982	75552	71614
1979	45909	31760	26742	22782	22704				353120	196294	66612	71829
1980	50175	35963	25646	19898	16363	43683	123092	227888	221779	147185	80835	58833
1981	53480	41785	32990	22813	16600	133242	279338	422606	236950	209929	166552	63624
V.P.	46300	33772	28867	23334	21130	68101	180143	221870	244481	182443	93978	68149
V.P.*F	54500	38258	33433	27123	24567	79501	210297	259387	284590	189633	109705	77221

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGIÓN HIDROLÓGICA N.º 28 (PAPALOAPAN), 1957 A 1981 S. R. H.

Tabla IV.2.2.1.b

VOLUMENES EN MILES DE m <sup>3</sup> EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA ZAPOTE												
AÑO	ENERO	FEB	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1955					26319	28816	309214	194888	431848	279763	124483	172632
1956	82477	45125	51032	36979	26209	238155	414283	385288	383626	190883	161126	141745
1957	96679	57871	54039	37451	32544	101338	316450	229067	276131	150440	120809	71268
1958	66878	32894	35317	27442	28454	164681	543076	407300	476329	451304	225200	220468
1959	89323	67255	31189	74822	56169	199286	264755	248451	151917	244760	225742	91757
1960	70292	41660	40274	29345	24880	61681	298177	366448	476131	194777	219384	130814
1961	80292	55739	60163	32732	24401	137675	585203	361175	300949	230512	176071	117498
1962	94553	56414	42921	72496	43874	76786	257988	160930	304022	195154	146255	44435
1963	54131	42642	44099	27536	21712	395633	144867	345673	144867	102443	95463	61419
1964	69578	44096	36987	34213	29070	150955	299429	196738	255715	234602	128179	237375
1965	111766	58179	11654	28407	53302	135460	396965	297230	364703	424030	195199	101023
1966	87674	81921	71373	51059	52916	233969	345903	201613	316578	350008	166781	141745
1967	54031	31908	36644	30408	26978	116635	295703	217188	240405	204451	106226	89665
1968	65642	67564	54692	52949	50889	131868	396773	368240	312554	192519	143232	148954
1969	134249	42525	58315	46035	34289	75298	404228	649168	713879	107785	82076	76095
1970	47611	52749	43549	29877	26687	71873	292624	344084	336370	186179	160006	95482
1971	51054	31074	26931	84004	26821	51964	288690	209308	206844	202682	245880	101717
1972	92700	60795	31709	27090	59950	150819	300598	375388	216660	188590	177438	108436
1973	48036	44154	43443	27396	51683	152241	288182	420848	317965	174963	75554	111328
1974	70386	62012	51183	31560	32147	215860	321717	166759	451960	376238	160656	95333
1975	63492	57031	33493	23690	22131	112790	188748	342973	480493	324720	84893	113844
1976	150295	75310	46300	36791	41354	152036	270338	296099	449443	296099	175754	96084
1977	97204	43633	34040	21241	23909	160408	276292	203853	174283	249822	102478	107438
1978	57624	56290	41076	25966	29129	329959	423640	331144	396175	298850	115570	123444
1979	66050	49069	46863	28553	38943	139507	136691	389425	480493	81028	83647	116634
1980	81469	60544	51666	35592	33912	80845	145608	291862	316882	215054	167651	110456
1981	106977	68917	62100	37145	31761	251604	433874	554918	317219	347201	122449	117063
V.P.	73516	49874	44130	37874	37658	152939	310842	293286	337731	230963	147828	109860
V.P.*F	85883	58263	51554	44245	43393	146487	383133	342624	394545	269816	171423	128107

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGIÓN HIDROLÓGICA N.º 28 (PAPALOAPAN), 1955 A 1981 S. R. H.

**IV.2.2.2 Ingresos por Transferencia (IT)**

Son volúmenes de escurrimiento superficial transferidos a la cuenca en estudio desde otras cuencas. Proviene de las descargas de presas situadas aguas arriba o de la transferencia de volúmenes generados en otras cuencas.

**IV.2.2.3 Volumen de Lluvia en el Vaso (VLL)**

Se calcula multiplicando la altura de lluvia  $h_p$ , registrada en el intervalo  $\Delta t$ , por el valor del área media  $(\bar{A})$  que ocupe la superficie libre del agua durante el mismo intervalo, esto es

$$VLL = h_p (\bar{A})$$

Los datos de precipitación mensual registrados para Puxmetacán y Zapote aparecen en las tablas II.1.5.a y II.1.5.b

**IV.2.3 VOLUMEN EXTRAIDO (VDEM)**

Se destina para satisfacer la demanda y se contabiliza a partir de mediciones directas cuando la presa está operando, o se supone de acuerdo con la ley de demandas correspondiente a cada alternativa que se simule, cuando se estudia el diseño de la presa. La demanda requerida para Puxmetacán y Zapote se determinó en el Subcapítulo IV.1.2 Capacidad mínima de operación y IV.1.3 Capacidad útil.

## IV.2.4 PÉRDIDAS

## IV.2.4.1 Evaporación (VEVA)

El volumen que se pierde por evaporación se calcula multiplicando la lamina evaporada (EVAP), en el intervalo  $\Delta t$ , por el área media de la superficie libre del agua en el mismo intervalo esto es

$$VEVA = EVAP (\bar{A})$$

La lamina evaporada se calcula multiplicando los valores medidos en un evaporímetro, por un factor de corrección que depende de las características del aparato que en nuestro caso es un aparato clase A, con un factor de corrección de (0.7), tal y como se muestra en la tabla 10 del anexo. Los registros de evaporación en Puxmetacán y Zapote aparecen en las tablas IV.2.4.1.a y IV.2.4.1.b respectivamente

Tabla IV.2.4.1.a

EVAPORACIÓN MENSUAL EN mm. DE ALTURA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA PUXMETACÁN												
ANO	ENERO	FEB.	MAR.	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
ESTACIÓN DE NUEVA CREACIÓN												
1976					128.95	141.21	147.36	152.37	158.87	123.88	78.93	69.02
1977	75.01	75.42	117.62	130.06	153.98	166.19	164.10	77.23	95.90	75.13	104.72	78.64
1978	78.06	74.07	133.04	111.74	181.98	146.76	152.24	146.16	137.10	99.51	91.83	89.26
1979	75.00	74.70	107.40	160.40	160.10	110.50	175.30	118.00	117.60	119.30	69.10	64.30
1980	75.50	87.30	133.40	137.50	179.80	144.80	133.40	110.50	86.70	103.50	92.50	71.50
1981	78.30	80.70	141.50	156.20	174.00	100.80	141.10	119.20	115.80	111.40	86.10	69.40
SUMA	381.87	392.19	532.96	695.90	978.79	813.28	914.00	726.46	711.97	632.72	523.18	442.52
EV.P.T	76.37	78.44	126.59	139.18	163.13	135.54	152.33	121.08	118.66	105.45	87.20	73.75
EV.P.T	83.46	84.91	88.61	97.43	114.19	94.88	106.63	84.75	83.06	73.82	61.04	51.63

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGION HIDROLÓGICA No. 28 (PAPALOAPAN), 1976 A 1981 S.A.R.H.

Tabla IV.2.4.1.b

EVAPORACIÓN MENSUAL EN mm. DE ALTURA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA ZAPOTE												
ANO	ENERO	FEB.	MAR.	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1955												
1956	77 61	96 54	121 74	156 34	128 83	119 27	125 07	148 93	113 12	98 74	74 76	56 85
1957	50 21	59 30	111 04	173 34	194 02	174 80	155 56	207 10	170 13	150 40	159 54	122 93
1958	61 30	86 05	109 87	161 65	187 58	160 17	58 39	142 97	136 83	89 87	67 12	57 39
1959					158 77	127 11	107 78	129 12	118 87	83 18	55 41	46 03
1960	73 02	105 61	117 31	161 89	185 31	174 52	102 49	113 58	97 05	114 61	102 83	40 45
1961	38 38	77 85	136 81	160 23	180 05	117 60	92 74	143 83	111 13	79 23	57 02	46 25
1962	44 52	109 47	110 46	103 77	169 54	142 49	119 81	130 00	102 52	101 78	54 52	33 35
1963	43 00	70 27	129 48	150 25	113 51	138 57	103 93	112 59	64 92	67 18	46 78	19 40
1964	26 57	48 96	120 16	155 79	131 12	83 86	93 99	89 88	82 71	61 70	43 02	37 54
1965	45 92	66 69	110 07	160 82	135 53	113 14	65 34	75 65	89 47	71 20	48 29	52 66
1966	48 07	58 79	92 17	125 95	124 21	108 67	120 08	104 07	113 40	81 64	60 23	59 10
1967	64 03	71 04	150 21	155 75	150 39	137 13	128 80	106 49	77 87	60 60	59 38	43 72
1968	49 84	82 20	83 01	120 82	115 71	112 36	78 27	86 71	76 25	64 29	42 50	37 72
1969	45 69	53 40	70 92	124 83	122 46	86 64	71 93	77 08	77 74	37 95	37 05	
1970	40 70	52 30	28 65	127 68	120 23	87 37	60 89	69 58	46 77	44 10	31 45	30 20
1971	34 75	35 40	72 85	110 41	117 56	111 86	102 68	528 53	128 07	110 41	87 65	70 57
1972	82 43	91 75	163 35	186 45	140 60	134 52	134 33	112 49	125 28	108 27	75 32	95 15
1973	79 40	64 00	148 02	141 98	150 30	148 05	143 81	115 57	120 30	85 50	102 92	73 24
1974	85 07	83 90	137 70	165 75	159 91	127 40	127 02	137 38	88 54	69 53	75 68	72 65
1975	72 54	62 90	149 75	167 41	153 50	134 60	126 98	124 95	99 80	84 65	78 85	56 21
1976	53 40	93 00	135 45	145 35	131 80	121 94	132 08	122 80	116 80	83 85	42 10	49 80
1977	83 00	66 90	126 97	131 44	173 85	147 35	130 80	132 40	122 20	85 70	79 70	65 60
1978	69 00	55 55	85 35	133 70	166 60	121 40	137 80	135 30	102 70	71 45	64 70	70 20
1979	64 80	74 00	118 43	155 20	129 60	117 60	134 20	112 60	95 20	100 70	58 10	55 80
1980	64 60	70 00	128 10	124 30	161 50	134 50	143 40	124 70	91 70	88 50	57 70	53 50
1981	59 20	58 80	119 10	150 60	151 20	91 70	132 20	114 50	97 00	80 80	79 20	71 20
SUMA	1474 02	1841 16	2281 9	3647 0	3864 3	3281 0	3084 1	3214 6	2718 64	2337 11	1780 58	1511 08
EV.P.	58 96	73 67	117 28	148 88	148 63	128 20	114 23	119 04	100 69	86 56	65 95	55 97
EV.P.-I	41 27	51 57	80 69	102 12	104 04	88 34	79 96	83 33	70 48	60 59	46 16	39 18

FUENTE: BOLETINES HIDROMÉTRICOS REGIÓN HIDROLÓGICA No. 28 (PAPALGAPÁN), 1955 A 1981 S.A.R.H

## IV.2.4.2 Infiltración (INF)

Es un valor que no puede medirse directamente sin embargo, como generalmente es el termino de menor valor en la ec.1.2, suele calcularse como residuo en dicha ecuación

## IV.2.4.3 Derrames (DERR)

Cuando el volumen de las avergidas que ingresan al vaso alcanza tal magnitud que pone en peligro a la presa, es necesario descargar parte del agua por la obra de excedencias. Si el vaso esta funcionando, la contabilidad de los derrames se hace mediante mediciones directas, en la fase de diseño, el volumen derramado es un resultado de la simulación, dependerá de los niveles característicos y de la política de operación que se defina para las alternativas que se simule.



## IV.2.5 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Durante el proceso de diseño de una presa que comprende la selección del sitio, definición de los niveles característicos (**NAMIN**, **NAMINO**, **NAMO** y **NAME**) y determinación de las políticas de operación, es necesario simular la evolución de los volúmenes almacenados en el vaso a fin de conocer las consecuencias que produciría la adopción de cada una de las alternativas de diseño.

En este caso, algunos términos de la ec. 1.2 se obtendrán como resultado de la simulación, y dependerán en última instancia de la alternativa simulada. Para realizar el cálculo de manera más eficiente, conviene expresar la ec. 1.2 en forma diferente, esto es

$$V_{t+\Delta t} = V_t + X - S - P,$$

sujeto a

$$V_{-} \leq V_{t+\Delta t} \leq V_{+}$$

donde

$V_{t+\Delta t}$ ,  $V_t$ , Volúmenes almacenados al final y al principio del intervalo, generalmente es de un mes respectivamente

$X$ , Volumen que ingreso al vaso durante el intervalo considerado. Puede ser tomado del registro histórico o del sintético

$S$ , Salidas destinadas a satisfacer la demanda. Dependen de la demanda por satisfacer, estarán restringidas por la disponibilidad de agua ( $V_{t+\Delta t}$  debe ser mayor que un valor mínimo  $V_{-}$ ) y, en particular, cuando la demanda es para generar energía eléctrica, son función de los niveles en el vaso, los cuales se desea que tengan el mayor valor posible.

$P$ , Términos que dependen del nivel medio en el vaso en el intervalo  $\Delta t$  (VLL, VEVA y VINP)

$V_{-}$ , Volumen mínimo aceptable en el vaso

$V_{+}$ , Volumen correspondiente al **NAMO**

El cálculo se desarrolla de la siguiente manera

1. De la topografía del vaso se obtienen las relaciones elevación del nivel del agua - volumen almacenado y elevación del nivel del agua - área de la superficie libre
2. Se inicia el cálculo a partir de un nivel inicial  $h_1$  y de los valores correspondientes del volumen almacenado,  $V_{1,0}$  y el área de la superficie libre,  $A_1$ . Es conveniente empezar el cálculo al final de la temporada de lluvias (el mes de noviembre generalmente), con el nivel de aguas máximas como nivel inicial. Sin embargo, conviene simular el funcionamiento del vaso con otras condiciones iniciales, y verificar en cuánto tiempo sus funcionamientos son similares
3. Con las entradas y salidas que no dependen del nivel en el vaso, se calcula, en una primera aproximación, el volumen al final del intervalo, o sea

$$V_{1,1}^1 = V_{1,0} + ICP - IT - VDEM$$

(el superíndice indica que se trata de la primera aproximación)

4. Con el volumen obtenido en el paso anterior, se determinan los valores correspondientes de  $h_{1,1}$  y  $A_{1,1}$  y se calculan los valores medios

$$\bar{h} = 0.5 (h_1 + h_{1,1})$$

$$\bar{A} = 0.5 (A_1 + A_{1,1})$$

5. Se obtiene una nueva aproximación del volumen correspondiente al final del intervalo

$$V_{i+1}^* = V_i \cdot \frac{A}{ICP \cdot IT} \cdot \frac{S}{VDEM} \cdot hp(A) \cdot EVAP(A) - VINF(h)$$

6. Si el nuevo volumen calculado  $V_{i+1}^*$  es "semejante" al anterior  $V_{i+1}$ , se continua con el paso 7, si no, se repite el proceso a partir del paso 4 hasta que  $V_{i+1}^* = V_{i+1}$ . Se recomienda utilizar como criterio de semejanza que

$$|V_{i+1}^* - V_{i+1}| \leq \frac{V_i}{100}$$

7. Cuando del resultado del cálculo se obtiene un volumen  $V_{i+1}^*$  mayor que  $V_{i+1}$ , se registra un volumen derramado igual a la diferencia y se considera que  $V_{i+1} = V_{i+1}^*$ , cuando  $V_{i+1}^*$  es menor que  $V_{i+1}$ , se consigna un volumen de déficit igual a la diferencia y se considera que  $V_{i+1} = V_{i+1}^*$ .
8. Se calcula las condiciones para el nuevo intervalo de tiempo  $\Delta t$ , a partir del paso 3

El funcionamiento se llevo a cabo mediante el programa HIDROSUP (Elaborado por Ing Oscar A. Kampfner R. y el Ing. Luis M. Salmones H. de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Laboratorio de Hidráulica) Y los resultados del funcionamiento de los vasos Puxmetacán y Zapote se presentan en las tablas IV.2.5.a y IV.2.5.b respectivamente

Tabla IV.2.5.a

## FUNCIONAMIENTO DE VASOS

PRESA : PUXMETACÁN

LOCALIDAD : SANTIAGO YAVED

ESTADO : OAXACA

VOLUMEN INICIAL ALMACENADO : 293 7797 Mm<sup>3</sup>CAPACIDAD ÚTIL : 293 7797 Mm<sup>3</sup>CAPACIDAD DE AZOLVES : 17 68758 Mm<sup>3</sup>

MESES DE REGISTRO : 12

MES	EN Mm <sup>3</sup>	EVA m	Vi Mm <sup>3</sup>	hi m.a.n.m	Ai Mm <sup>3</sup>	Vi+1 Mm <sup>3</sup>	hi+1 m.a.n.m	Ai+1 Mm <sup>3</sup>	OBSERVACIONES
NOVIEMBRE	109 70	0 06	293 80	199 41	11 52	256 20	199 24	10 33	
DICIEMBRE	77 20	0 05	256 20	199 24	10 32	180 70	198 82	7 81	
ENERO	54 00	0 05	180 70	198 82	7 81	85 10	197 92	4 27	
FEBRERO	38 30	0 05	85 10	197 92	4 27	74 90	197 76	3 86	
MARZO	33 40	0 09	74 90	197 76	3 86	54 60	197 38	3 00	
ABRIL	27 10	0 10	54 60	197 39	3 00	29 80	196 66	1 84	
MAYO	24 70	0 11	29 80	196 66	1 85	17 70	—	—	V def= 16 82
JUNIO	79 50	0 09	17 70	196 04	1 22	45 90	197 17	2 60	
JULIO	210 30	0 11	45 90	197 18	2 61	205 70	198 97	8 61	
AGOSTO	259 00	0 08	205 70	198 08	8 66	285 00	199 37	11 22	
SEPTIEMBRE	285 60	0 08	285 00	199 37	11 24	293 80	—	—	V derr= 107 32
OCTUBRE	189 60	0 07	293 80	199 41	11 52	293 80	—	—	V derr= 23 07

Tabla IV.2.5.b

## FUNCIONAMIENTO DE VASOS

PRESA : ZAPOTE  
 LOCALIDAD : SAN JUAN LALANA  
 ESTADO : OAXACA

VOLUMEN INICIAL ALMACENADO : 717 8259 Mm<sup>3</sup>  
 CAPACIDAD ÚTIL : 717 8259 Mm<sup>3</sup>  
 CAPACIDAD DE AZOLVES : 12 88016 Mm<sup>3</sup>  
 MESES DE REGISTRO : 12

MES	EN Mm <sup>3</sup>	EVA m	VI Mm <sup>3</sup>	hi m.s.n.m	AI Mm <sup>2</sup>	VI+1 Mm <sup>3</sup>	hi+1 m.s.n.m	AI+1 Mm <sup>2</sup>	OBSERVACIONES
NOVIEMBRE	171 40	0 05	717 80	68 52	40 23	565 50	68 18	33 91	V derr=154 43
DICIEMBRE	128 10	0 04	565 50	68 18	33 90	377 30	67 62	25 36	
ENERO	85 90	0 04	377 30	67 62	25 35	136 40	66 22	12 23	
FEBRERO	58 30	0 05	136 40	66 22	12 21	194 90	66 71	15 78	
MARZO	51 60	0 08	194 90	66 71	15 78	246 10	67 03	18 66	
ABRIL	44 20	0 10	246 10	67 03	18 65	289 40	67 25	20 96	
MAYO	44 00	0 10	289 40	67 25	20 96	333 90	67 45	23 22	
JUNIO	146 50	0 09	333 90	67 45	23 22	489 70	67 98	30 51	
JULIO	363 10	0 08	489 70	67 98	30 57	717 80	—	—	
AGOSTO	342 60	0 08	717 80	68 52	40 23	663 20	68 41	38 02	
SEPTIEMBRE	394 50	0 07	663 20	68 41	38 01	691 90	68 46	39 17	
OCTUBRE	269 80	0 06	691 90	68 46	39 18	594 20	68 25	35 14	

### IV.3 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL VASO

El tránsito de una avenida en un vaso es una técnica que nos permite conocer el hidrograma de salida de una presa dadas las características de la obra de excedencias a partir del hidrograma de entradas. Normalmente esta técnica se emplea para:

- Conocer la evolución de los niveles a partir de uno inicial para confirmar si la regla de operación seleccionada (política de salidas por la obra de excedencias y la obra de toma) es adecuada, de manera que al presentarse la avenida no se pongan en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas agua abajo
- Dimensionar la obra de excedencias durante la etapa de estudios y proyecto
- Fijar altura de cortina, y dimensionar las obras de desvío y altura de ataguías

De manera general el tránsito de avenidas es una técnica que se emplea para conocer el cambio de forma y el desplazamiento en el tiempo del hidrograma de entradas al vaso de una presa

#### IV.3.1 FUNDAMENTOS

##### IV.3.1.1 Ecuación de Continuidad

La ecuación de continuidad para cierto volumen es

$$I - O = \frac{dv}{dt} \quad (1.3)$$

donde:

$I$  Gasto de entrada al vaso

$O$  Gasto de salida del vaso

$\frac{dv}{dt}$  Variación del almacenamiento  $V$  en el tiempo  $t$

Para resolver la ec. 1.3 se puede utilizar el siguiente esquema de diferencias finitas

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (1.4)$$

donde

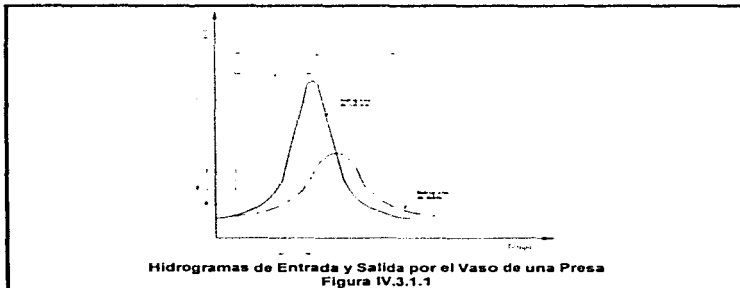
$\Delta t$  Intervalo de tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito

$i, i+1$  Subíndice que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo  $\Delta t$ , respectivamente

La ecuación 1.4 se puede escribir  $I_i + I_{i+1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i\right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$  (1.5)

A diferencia del funcionamiento de un vaso, en el tránsito de una avenida no se consideran variables como la evaporación y la infiltración, ya que su magnitud es varias veces inferior al volumen de las entradas o salidas por escurrimiento

Respecto al  $\Delta t$ , para no afectar la precisión de los cálculos conviene utilizar un intervalo pequeño (se sugiere  $\Delta t \leq 0.1 t_p$ , donde  $t_p$  es el tiempo de pico del hidrograma de entrada, figura IV.3.1.1)



**IV.3.1.2 Relación entre Almacenamiento y Gastos de Salida**

Para establecer esta relación es necesario manejar dos tipos de curvas: la de elevaciones - volúmenes de almacenamiento del vaso, y la de elevaciones - gastos de salida por la obra de excedencias. La primera curva se obtiene a partir de los planos topográficos del vaso; la segunda, si se trata de un vertedor de cresta libre, es simplemente la curva de descarga de esa obra de excedencias, que está dada por la ecuación  $Q = C \cdot L \cdot (h - H)^{3/2}$ , donde  $H$ ,  $L$  y  $C$  son, respectivamente, la elevación de la cresta del vertedor, longitud y coeficiente de descarga del vertedor, y  $h$  la elevación del espejo del agua en el vaso ( $h > H$ ). Mediante estas dos curvas se puede conocer, para cada volumen almacenado en la presa, la elevación del agua y con esta el gasto de salida, y de ahí la relación volumen de almacenamiento - gasto de salida.

Cuando el vertedor es de cresta controlada, la relación elevación - gasto de salida estará dada por las reglas de operación de compuertas utilizadas. Por otro lado, habrá que incluir dentro de los gastos de salida las extracciones que se hagan por la obra de toma.

**IV.3.2 MÉTODOS PARA EL TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS**

Para la solución al tránsito de avenidas en vasos, mencionaremos dos métodos: Método Numérico y Método de Euler, para ambos se requiere:

- a) Hidrograma de entradas
- b) Elevación del nivel de agua en el vaso en el instante en que empieza a llegar a la presa la avenida correspondiente al hidrograma de entradas
- c) Gasto de salida por el vertedor en el instante en que empieza el hidrograma de entradas.
- d) Gasto de salida por la obra de toma
- e) Curva elevaciones - volúmenes de almacenamiento
- f) Curva elevaciones - gastos de salida de la obra de excedencias (o su ecuación)



## IV.3.2.1 Método Numérico

Se resuelve la ec. 1.5 utilizando un procedimiento de aproximación mediante una calculadora programable o computadora digital

El procedimiento consiste, previa selección del  $\Delta t$ , en

- I. Se conocen  $V_i, I_i, I_{i+1}, O_i, h_i, O_i$  (para  $i = 1$  son los datos iniciales) y se toma  $O_{i+1} = O_i + O_i \Delta t$  y  $k = 0$
- II. Se calcula  $V_{i+1}$  de la ec. 1.5
- III. Con  $V_{i+1}$  se obtiene de la curva elevaciones-volumenes de almacenamiento la elevación  $h_{i+1}$
- IV. Con  $h_{i+1}$  utilizando la curva elevaciones - gasto de salida de la obra de excedencias, se obtiene  $O_{i+1}$ ; se calcula  $O_{i+1} = O_{i+1} + O_i$
- V. Se hace  $k = k + 1$  y si  $k$  es menor que 3 se regresa al **paso II**, de otro modo, se continua con el **paso VI**
- VI. El valor de  $O_{i+1}$  corresponde al gasto de salida del intervalo de tiempo en cuestión
- VII. Se toma  $i = i + 1$  y se regresa al **paso I** tantas veces como se requiera para definir el hidrograma de salida

donde

$I$  Gasto de entrada al vaso, en  $m^3/\text{seg}$

$O$  Gasto de salida del vaso, en  $m^3/\text{seg}$

$O_e$  Gasto de salida por la obra de excedencias, en  $m^3/\text{seg}$

$O_t$  Gasto de salida por la obra de toma, en  $m^3/\text{seg}$

$V$  Volumen de almacenamiento, en millones de  $m^3$

$h$  Elevación en el vaso, en  $m$  s n  $m$

$\Delta t$  Intervalo de tiempo, en  $\text{seg}$

$i, i + 1$  Subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo, respectivamente

## IV.3.2.2 Método de Euler

El método parte de representar la curva elevaciones - capacidades y la curva elevaciones - gasto descargado mediante las siguientes ecuaciones respectivamente

$$V = k h^N \quad (1.6)$$

$$O = C L (h - H)^{1/2} \quad (1.7)$$

en donde

$V$  = Volumen almacenado

$k, N$  = Constantes obtenidas de una regresión logarítmica

$H$  = Elevación del vertedor

$C$  = Coeficiente de descarga del vertedor

$L$  = Longitud de cresta del vertedor

$O$  = Gasto descargado

Apoyado en la ecuación de continuidad (ec. 1.3) y sustituyendo las ecuaciones 1.6 y 1.7 se

tiene:

$$\frac{d(k h^N)}{dt} = I - C L (h - H)^{1/2}$$

derivando y despejando

$$\frac{dh}{dt} = \frac{I - C L (h - H)^{1/2}}{N k h^{N-1}}$$

aplicando el criterio de Euler se tiene:

$$\frac{dy}{dx} = f(x, y)$$

$$dy = f(x, y) dx$$

integrando.

$$\int_{y_i}^{y_{i+1}} dy = \int_x^{x_i} f(x, y) dx$$

$$Y_{i+1} - Y_i = \int_x^{x_i} f(x, y) dx$$

$$Y_{i+1} = Y_i + f' \Delta x$$

y para nuestro caso se tiene

$$f(x, y) = f(h, t)$$

es decir el gasto descargado está en función del tiempo y de la elevación del embalse, que a su vez depende del hidrograma de entrada

$$\frac{dh}{dt} = f(h, t) = \frac{I - C L (h - H)^{1/2}}{k N h^{3/4}}$$

y finalmente queda

$$h_{i+1} = h_i + \frac{I - C L (h - H)^{1/2}}{k N h^{3/4}} \Delta t \quad (1.8)$$

La ecuación anterior nos proporciona la elevación siguiente al intervalo analizado y con este valor es posible estimar el valor del gasto descargado apoyados en la ecuación de la ley de descarga del vertedor de demasías. Por lo anterior se requiere iterar la ecuación 1.8 tantas veces hasta llegar a desalojar en su totalidad la avenida que se presentó. Esto generalmente no es práctico porque se tendrán que hacer un número exagerado de iteraciones debido a que el hidrograma de salida es varias veces mayor al hidrograma de entradas, por lo que es recomendable iterar la ecuación hasta un intervalo de tiempo igual a 3 veces el tiempo base del hidrograma de entradas.

Para ambos métodos se hacen representativos los gastos máximos registrados del hidrograma seleccionado al igual que el gasto de diseño obtenido de la avenida máxima, trasladándolos de la estación hidrométrica al sitio del Vaso en estudio empleando la ecuación general de Lowry que a continuación se describe

$$Q_2 = A_2 \left[ \frac{Q_1}{A_1} (A_1 + 250)^{0.11} \right] (A_2 + 250)^{0.11}$$

donde:

$Q_2$  = Gasto trasladado al sitio

$A_2$  = Área de la cuenca del vaso

$A_1$  = Área de la cuenca de la estación hidrométrica

$Q_1$  = Gasto en la estación hidrométrica

#### Vaso Puzmetacán

$A_2$  = 958.18 km<sup>2</sup> (Área del Vaso)

$A_1$  = 820.80 km<sup>2</sup> (Área de la Estación Hidrométrica)

$Q_{rr}$  = 681.61 m<sup>3</sup>/seg (Gasto Pico Registrado)

$Q_{rt}$  = 718.10 m<sup>3</sup>/seg (Gasto Pico Traslado)

$Q_{dr}$  = 1,943.72 m<sup>3</sup>/seg (Gasto de Diseño de Gumbel para un Tr = 1,000 años).

$Q_{dt}$  = 2,047.79 m<sup>3</sup>/seg (Gasto de Diseño Traslado).

#### Vaso Zapote

$A_2$  = 739.25 km<sup>2</sup> (Área del Vaso)

$A_1$  = 632.80 km<sup>2</sup> (Área de la Estación Hidrométrica).

$Q_{rr}$  = 1,570.00 m<sup>3</sup>/seg (Gasto Pico Registrado).

$Q_{rt}$  = 1,664.94 m<sup>3</sup>/seg (Gasto Pico Traslado).

$Q_{dr}$  = 2,226.74 m<sup>3</sup>/seg (Gasto de Diseño de Gumbel para un Tr = 1,000 años).

$Q_{dt}$  = 2,361.39 m<sup>3</sup>/seg (Gasto de Diseño Traslado).

Se calcula el factor para mayorar los gastos trasladados de los diferentes vasos utilizando

la siguiente expresión

$$f = \frac{Q_{III}}{Q_{PI}}$$

donde

$Q_{III}$  = Gasto de diseño máximo probable para el período de retorno considerado y trasladado al sitio

$Q_{PI}$  = Gasto pico máximo registrado del hidrograma seleccionado y trasladado al sitio.

**Para Puxmetacán**

$$f = 2.85166$$

**Para Zapote**

$$f = 1.418$$

**Nota:** El gasto de diseño seleccionado es el que se obtuvo al aplicar los Métodos Estadísticos (Subcapítulo II.6.1.1) y en específico el valor que arrojó el método de Gumbel, por ser el que más se ajusta a los gastos máximos registrados

Estos gastos trasladados mayorados son los gastos de entrada que se utilizaron para el tránsito de avenidas en ambos vasos que se utilizaron para tal efecto

El tránsito de avenidas por el método numérico de la C.F.E. y por el método de Euler se realizó con el programa **HIDROSUP** (Elaborado por Ing Oscar A Kampfner R y el Ing Luis M. Salmones H de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Laboratorio de Hidráulica). Obteniéndose los resultados del tránsito para el Vaso Puxmetacán (tabla IV.3.2.a, figuras IV.3.2.1.a y IV.3.2.2.a) y para el Vaso Zapote (tabla IV.3.2.b, figuras IV.3.2.1.b y IV.3.2.2.b) que se presentan a continuación

Tabla IV.3.2.a

## TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS

PROYECTO : PUXMETACAN

LOCALIDAD : SANTIAGO YAVEO

ESTADO : OAXACA

ELEVACIÓN DEL VERTEDEDOR : 229.5 m s n m

LONGITUD DE CRESTA : 70.00 m

COEFICIENTE DE DESCARGA : 2.05

GASTO EN OBRA DE TOMA : 67.073 m<sup>3</sup>/seg

TRÁNSITO DE LA AVENIDA					
		(MÉTODO DE C.F.E.)		(MÉTODO DE EULER)	
tiempo (hrs.)	I (m <sup>3</sup> /seg)	H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)	H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)
0 00	252.45	212.50	0.00	212.50	0.00
8 00	258.07	213.00	51.20	213.07	61.99
16 00	258.07	213.38	117.73	213.50	142.60
24 00	561.03	213.87	230.74	214.39	371.72
32 00	532.97	214.38	370.29	214.72	473.80
40 00	532.97	214.64	448.01	214.84	512.75
48 00	799.48	214.97	555.71	215.42	714.42
56 00	1,192.21	215.60	783.79	216.36	1,087.27
64 00	1,065.97	216.09	974.52	216.32	1,070.21
72 00	939.73	216.14	994.62	216.07	967.52
80 00	813.49	215.98	930.36	215.77	849.70
88 00	687.27	215.73	831.46	215.46	729.75
96 00	813.49	215.61	786.24	215.62	791.61
104 00	985.72	215.76	845.92	216.00	940.29
112 00	1,094.03	216.03	952.25	216.30	1,062.08
120 00	1,108.03	216.24	1,036.61	216.39	1,098.99
128 00	2,047.79	216.94	1,343.48	218.19	1,945.52
136 00	1,627.00	217.57	1,639.52	217.62	1,663.72
144 00	1,879.46	217.73	1,712.63	218.01	1,857.28
152 00	1,655.06	217.80	1,749.94	217.65	1,678.34
160 00	1,430.64	217.55	1,629.05	217.21	1,484.64
168 00	1,192.21	217.15	1,430.06	216.71	1,237.25
176 00	1,023.88	216.72	1,242.50	216.31	1,066.04
184 00	883.74	216.33	1,074.01	215.96	923.39
192 00	799.48	216.00	941.30	215.72	829.33
200 00	785.45	215.79	857.43	215.64	796.53
208 00	673.24	215.61	787.11	215.39	706.47
216 00	589.09	215.39	703.63	215.16	623.38
224 00	555.41	215.19	634.30	215.03	576.45
232 00	532.97	215.06	587.42	214.94	546.92
240 00	502.12	214.95	551.63	214.85	516.94

Tabla IV.3.2.a (Continuación)

TRANSITO DE LA AVENIDA					
tiempo (hrs.)	I (m <sup>3</sup> /seg)	(MÉTODO DE C.F.E.)		(MÉTODO DE EULER)	
		H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)	H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)
248 00	465 67	214 85	517 58	214 75	483 71
256 00	434 79	214 75	484 11	214 65	451 93
264 00	420 79	214 65	456 47	214 59	432 11
272 00	415 17	214 60	437 74	214 55	421 53
280 00	378 70	214 54	418 10	214 45	394 84
288 00	367 49	214 47	390 74	214 41	378 07
296 00	364 67	214 42	382 25	214 38	369 93
304 00	364 67	214 39	373 97	214 37	360 74
312 00	333 81	214 36	362 51	214 30	347 01
320 00	0 00	214 04	274 97	213 59	162 52
328 00	0 00	213 58	161 77	213 24	91 71
336 00	0 00	213 40	102 68	213 05	57 71
344 00	0 00	213 12	69 16	212 92	39 03
352 00	0 00	212 59	48 76	212 84	27 80
360 00	0 00	212 90	35 63	212 77	20 59
368 00	0 00	212 83	26 81	212 73	15 72
376 00	0 00	212 78	20 67	212 69	12 31
384 00	0 00	212 73	16 28	212 67	9 83
392 00	0 00	212 70	13 04	212 65	7 99
400 00	0 00	212 68	10 60	212 63	6 59
408 00	0 00	212 66	8 75	212 61	5 50
416 00	0 00	212 64	7 29	212 60	4 65
424 00	0 00	212 62	6 15	212 59	3 96
432 00	0 00	212 61	5 23	212 58	3 41
440 00	0 00	212 60	4 48	212 58	2 95
448 00	0 00	212 59	3 87	212 57	2 58
456 00	0 00	212 58	3 37	212 56	2 26
464 00	0 00	212 58	2 95	212 56	2 00
472 00	0 00	212 57	2 60	212 55	1 77
480 00	0 00	212 56	2 29	212 55	1 58
488 00	0 00	212 56	2 04	212 55	1 42
496 00	0 00	212 56	1 83	212 54	1 28
504 00	0 00	212 55	1 63	212 54	1 15
512 00	0 00	212 55	1 47	212 54	1 04
520 00	0 00	212 54	1 33	212 54	0 95
528 00	0 00	212 54	1 20	212 53	0 87
536 00	0 00	212 54	1 09	212 53	0 79
544 00	0 00	212 54	1 00	212 53	0 73
552 00	0 00	212 53	0 92	212 53	0 67
560 00	0 00	212 53	0 83	212 53	0 61
568 00	0 00	212 53	0 77	212 53	0 57
576 00	0 00	212 53	0 71	212 52	0 53
584 00	0 00	212 53	0 65	212 52	0 49
592 00	0 00	212 53	0 61	212 52	0 45
600 00	0 00	212 53	0 56	212 52	0 42
608 00	0 00	212 52	0 52	212 52	0 39
616 00	0 00	212 52	0 48	212 52	0 37
624 00	0 00	212 52	0 45	212 52	0 34
632 00	0 00	212 52	0 42	212 52	0 32
640 00	0 00	212 52	0 40	212 52	0 30
648 00	0 00	212 52	0 37	212 52	0 28

Tabla IV.3.2.a (Continuación)

TRÁNSITO DE LA AVENIDA					
tiempo (hrs.)	I (m <sup>3</sup> /seg)	(MÉTODO DE C.F.E.)		(MÉTODO DE EULER)	
		H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)	H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)
656 00	0 00	212 52	0 34	212 52	0 27
664 00	0 00	212 52	0 32	212 52	0 25
672 00	0 00	212 52	0 31	212 52	0 24
680 00	0 00	212 52	0 28	212 51	0 22
688 00	0 00	212 52	0 27	212 51	0 21
696 00	0 00	212 52	0 25	212 51	0 20
704 00	0 00	212 51	0 24	212 51	0 19
712 00	0 00	212 51	0 23	212 51	0 18
720 00	0 00	212 51	0 21	212 51	0 17
728 00	0 00	212 51	0 20	212 51	0 16
736 00	0 00	212 51	0 19	212 51	0 15
744 00	0 00	212 51	0 19	212 51	0 15
752 00	0 00	212 51	0 18	212 51	0 14
760 00	0 00	212 51	0 16	212 51	0 13
768 00	0 00	212 51	0 16	212 51	0 13
776 00	0 00	212 51	0 15	212 51	0 12
784 00	0 00	212 51	0 14	212 51	0 12
792 00	0 00	212 51	0 14	212 51	0 11
800 00	0 00	212 51	0 13	212 51	0 11
808 00	0 00	212 51	0 13	212 51	0 11
816 00	0 00	212 51	0 12	212 51	0 10
824 00	0 00	212 51	0 12	212 51	0 09
832 00	0 00	212 51	0 11	212 51	0 09
840 00	0 00	212 51	0 11	212 51	0 09
848 00	0 00	212 51	0 10	212 51	0 08
856 00	0 00	212 51	0 10	212 51	0 08
864 00	0 00	212 51	0 09	212 51	0 08
872 00	0 00	212 51	0 09	212 51	0 07
880 00	0 00	212 51	0 08	212 51	0 07
888 00	0 00	212 51	0 08	212 51	0 07
896 00	0 00	212 51	0 08	212 51	0 06
904 00	0 00	212 51	0 08	212 51	0 06
912 00	0 00	212 51	0 07	212 51	0 06
920 00	0 00	212 51	0 07	212 51	0 06
928 00	0 00	212 51	0 07	212 51	0 06
936 00	0 00	212 51	0 07	212 51	0 05

Conocido el gasto pico de salida  $Q_p = 1,749.94 \text{ m}^3/\text{seg}$  (Método de la C F E ), se obtiene el

NAME = 77.8 m. (217.8 m.s.n.m.), y se entra a la curva elevaciones - áreas - capacidades ( figura III.3.a ) del Vaso Puxmetacán, determinando la capacidad de superalmacenamiento =  $381'978,932.4 \text{ m}^3$ , y una capacidad de regulación =  $70'511,672.4 \text{ m}^3$



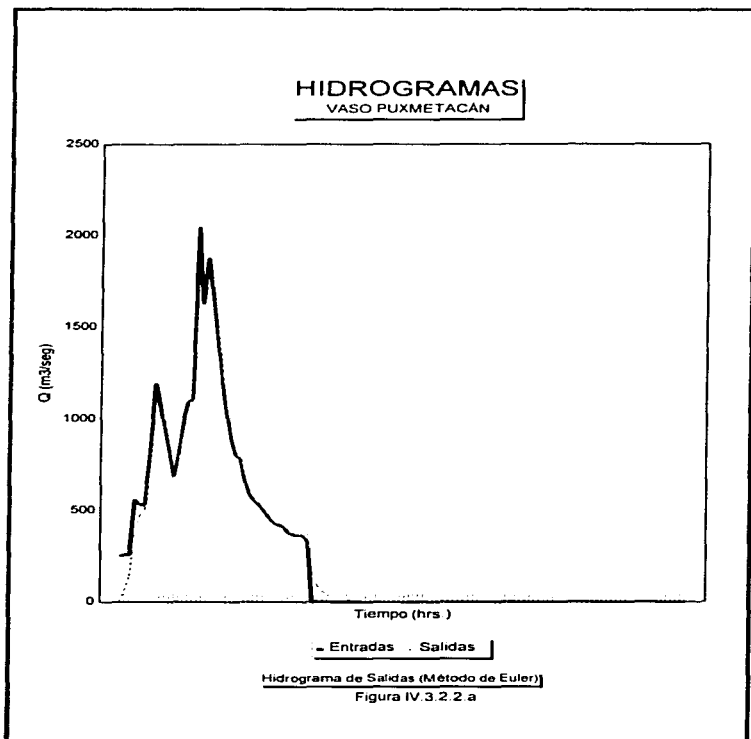


Tabla IV.3.2.b

## TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS

PROYECTO : ZAPOTE  
 LOCALIDAD : SAN JUAN LALANA  
 ESTADO : OAXACA  
 ELEVACIÓN DEL VERTEDEDOR : 81 00 m s n m  
 LONGITUD DE CRESTA : 70 00 m  
 COEFICIENTE DE DESCARGA : 2 05  
 GASTO EN OBRA DE TOMA : 147 30 m<sup>3</sup>/seg

TRÁNSITO DE LA AVENIDA					
tiempo (hrs.)	(MÉTODO DE C.F.E.)		(MÉTODO DE EULER)		
	I (m <sup>3</sup> /seg)	H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)	H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)
0 00	117 96	81 00	0 00	81 00	0 00
6 00	113 54	81 05	1 75	81 05	1 73
12 00	119 44	81 11	4 90	81 11	5 01
18 00	120 91	81 16	8 94	81 16	9 20
24 00	119 44	81 21	13 52	81 21	13 88
30 00	129 76	81 26	18 96	81 26	19 43
36 00	179 90	81 32	25 62	81 34	28 05
42 00	191 69	81 39	34 63	81 41	37 62
48 00	181 38	81 45	43 92	81 48	47 12
54 00	176 95	81 51	52 73	81 53	56 06
60 00	448 27	81 63	70 96	81 71	85 93
66 00	840 50	81 87	116 35	82 05	153 44
72 00	1 349 24	82 28	206 77	82 57	281 48
78 00	2 020 18	82 87	366 21	83 30	501 51
84 00	2 361 39	83 57	589 99	84 06	767 54
90 00	1 803 47	84 12	789 14	84 46	924 35
96 00	1 284 36	84 39	864 17	84 60	979 82
102 00	639 63	84 45	917 86	84 55	958 25
108 00	626 70	84 38	891 81	84 42	907 75
114 00	538 22	84 27	848 46	84 28	852 16
120 00	520 53	84 16	804 21	84 15	802 90
126 00	458 59	84 04	761 06	84 02	752 40
132 00	398 14	83 92	715 96	83 88	701 33
138 00	365 70	83 80	671 28	83 75	653 66
144 00	339 15	83 68	629 25	83 62	609 69
150 00	309 66	83 57	589 60	83 50	568 43
156 00	294 82	83 46	552 76	83 39	531 43
162 00	275 74	83 36	518 97	83 29	497 39
168 00	262 48	83 26	487 84	83 20	466 61
174 00	274 27	83 18	460 90	83 12	441 77
180 00	256 58	83 10	437 20	83 04	418 18
186 00	241 82	83 03	414 71	82 97	396 03
192 00	250 68	82 96	394 78	82 91	378 01
198 00	280 10	82 91	379 65	82 87	365 99
204 00	265 42	82 87	367 27	82 83	353 75
210 00	258 05	82 83	355 13	82 79	342 20
216 00	249 21	82 79	343 56	82 75	331 08

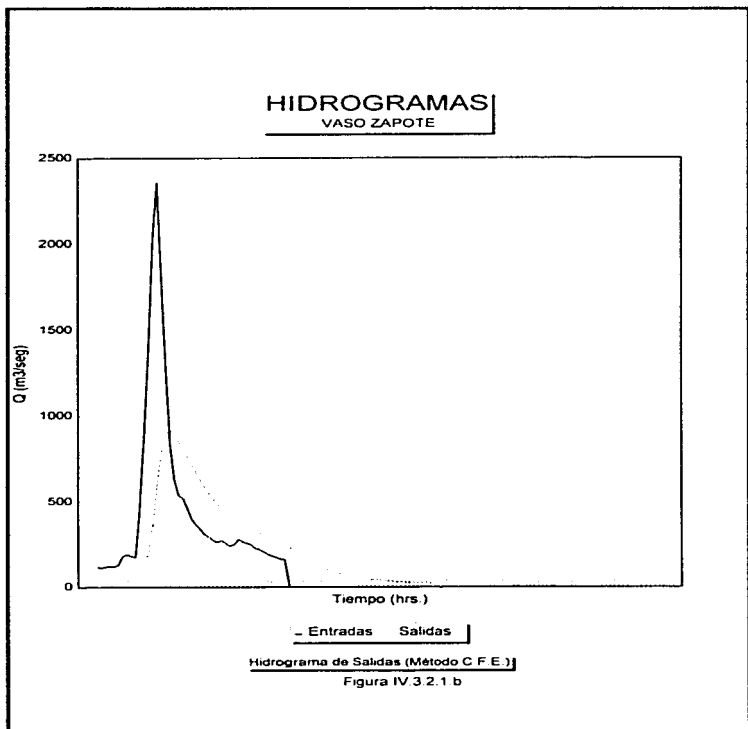
Tabla IV.3.2.b (Continuación)

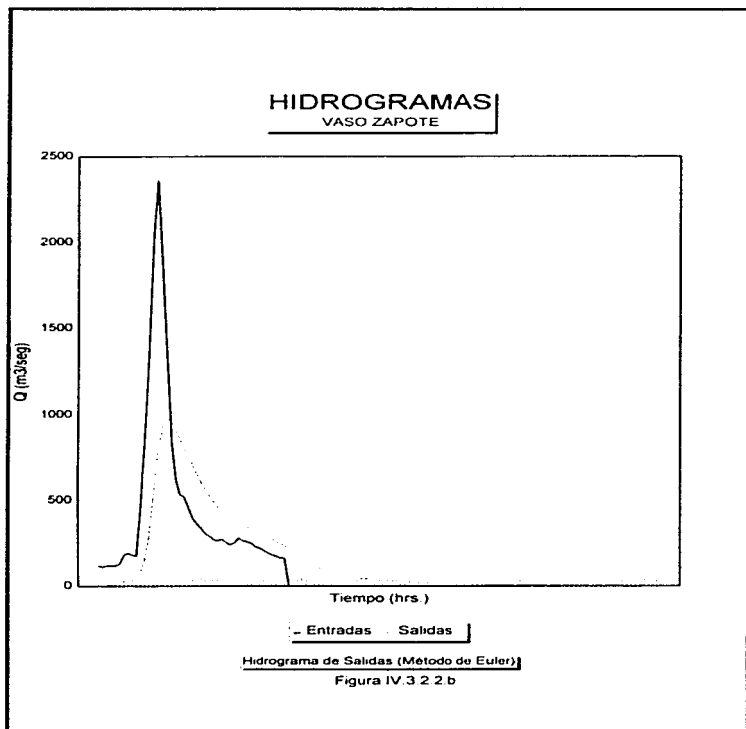
TRANSITO DE LA AVENIDA					
		(MÉTODO DE C.F.E.)		(MÉTODO DE EULER)	
tiempo (hrs.)	I (m <sup>3</sup> /seg)	H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)	H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>3</sup> /seg)
222 00	228 56	82 75	331 72	82 70	318 94
228 00	221 19	82 71	319 74	82 66	307 47
234 00	209 40	82 67	308 17	82 62	296 09
240 00	194 64	82 62	295 50	82 58	284 43
246 00	182 85	82 48	284 77	82 54	272 89
252 00	175 48	82 54	273 40	82 49	261 95
258 00	165 15	82 50	262 42	82 45	251 20
264 00	162 20	82 46	252 01	82 42	241 43
270 00	0 00	82 39	234 28	82 31	215 53
276 00	0 00	82 29	210 52	82 22	193 12
282 00	0 00	82 21	189 78	82 14	173 65
288 00	0 00	82 13	171 60	82 06	156 66
294 00	0 00	82 06	155 61	81 99	141 78
300 00	0 00	81 99	141 49	81 93	128 70
306 00	0 00	81 93	128 99	81 87	117 16
312 00	0 00	81 88	117 89	81 82	106 94
318 00	0 00	81 83	107 99	81 78	97 86
324 00	0 00	81 78	99 16	81 73	89 77
330 00	0 00	81 74	91 24	81 69	82 53
336 00	0 00	81 70	84 14	81 66	76 05
342 00	0 00	81 66	77 72	81 62	70 22
348 00	0 00	81 63	71 94	81 59	64 97
354 00	0 00	81 60	66 72	81 56	60 23
360 00	0 00	81 57	61 97	81 53	55 93
366 00	0 00	81 55	57 66	81 51	52 33
372 00	0 00	81 52	53 74	81 49	48 48
378 00	0 00	81 50	50 16	81 46	45 25
384 00	0 00	81 47	46 88	81 44	42 29
390 00	0 00	81 45	43 88	81 42	39 59
396 00	0 00	81 44	41 12	81 41	37 11
402 00	0 00	81 42	38 60	81 39	34 83
408 00	0 00	81 40	36 28	81 37	32 74
414 00	0 00	81 38	34 13	81 36	30 81
420 00	0 00	81 37	32 15	81 35	29 03
426 00	0 00	81 36	30 32	81 33	27 38
432 00	0 00	81 34	28 62	81 32	25 85
438 00	0 00	81 33	27 05	81 31	24 44
444 00	0 00	81 32	25 58	81 30	23 12
450 00	0 00	81 31	24 22	81 29	21 90
456 00	0 00	81 30	22 96	81 28	20 77
462 00	0 00	81 29	21 78	81 27	19 71
468 00	0 00	81 28	20 68	81 26	18 72
474 00	0 00	81 27	19 65	81 25	17 79
480 00	0 00	81 26	18 69	81 24	16 93
486 00	0 00	81 25	17 79	81 23	16 12
492 00	0 00	81 24	16 95	81 23	15 36
498 00	0 00	81 23	16 16	81 22	14 65
504 00	0 00	81 23	15 41	81 21	13 98
510 00	0 00	81 22	14 71	81 21	13 35
516 00	0 00	81 21	14 05	81 20	12 76
522 00	0 00	81 21	13 43	81 19	12 20
528 00	0 00	81 20	12 85	81 19	11 68

Tabla IV.3.2.b (Continuación)

tiempo (hrs.)	i (m <sup>2</sup> /seg)	MÉTODO DE C.F.E.)		MÉTODO DE EULER)	
		H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>2</sup> /seg)	H vertedor (m.s.n.m.)	O (m <sup>2</sup> /seg)
534 00	0 00	81 17	12 30	81 18	11 18
540 00	0 00	81 19	11 78	81 18	10 22
546 00	0 00	81 18	11 29	81 17	10 27
552 00	0 00	81 18	10 83	81 17	9 86
558 00	0 00	81 17	10 39	81 16	9 46
564 00	0 00	81 17	9 97	81 16	9 09
570 00	0 00	81 17	9 58	81 16	8 73
576 00	0 00	81 16	9 21	81 15	8 39
582 00	0 00	81 16	8 85	81 15	8 07
588 00	0 00	81 15	8 51	81 14	7 77
594 00	0 00	81 15	8 16	81 14	7 48
600 00	0 00	81 15	7 89	81 14	7 21
606 00	0 00	81 14	7 60	81 13	6 95
612 00	0 00	81 14	7 33	81 13	6 70
618 00	0 00	81 13	7 06	81 13	6 46
624 00	0 00	81 13	6 82	81 12	6 23
630 00	0 00	81 13	6 58	81 12	6 02
636 00	0 00	81 13	6 35	81 12	5 81
642 00	0 00	81 12	6 13	81 12	5 62
648 00	0 00	81 12	5 93	81 11	5 43
654 00	0 00	81 12	5 73	81 11	5 25
660 00	0 00	81 11	5 54	81 11	5 08
666 00	0 00	81 11	5 36	81 11	4 91
672 00	0 00	81 11	5 18	81 10	4 76
678 00	0 00	81 11	5 02	81 10	4 61
684 00	0 00	81 11	4 86	81 10	4 46
690 00	0 00	81 10	4 71	81 10	4 32
696 00	0 00	81 10	4 56	81 10	4 19
702 00	0 00	81 10	4 42	81 09	4 06
708 00	0 00	81 10	4 28	81 09	3 94
714 00	0 00	81 09	4 15	81 09	3 82
720 00	0 00	81 09	4 03	81 09	3 71
726 00	0 00	81 09	3 91	81 09	3 60
732 00	0 00	81 09	3 80	81 08	3 50
738 00	0 00	81 09	3 69	81 08	3 40
744 00	0 00	81 09	3 58	81 08	3 30
750 00	0 00	81 08	3 48	81 08	3 21
756 00	0 00	81 08	3 38	81 08	3 12
762 00	0 00	81 08	3 29	81 08	3 03
768 00	0 00	81 08	3 20	81 08	2 95
774 00	0 00	81 08	3 11	81 07	2 87
780 00	0 00	81 08	3 02	81 07	2 79
786 00	0 00	81 08	2 94	81 07	2 72
792 00	0 00	81 07	2 87	81 07	2 65

Conociendo el gasto pico de salida  $Q_p = 917.86 \text{ m}^3/\text{seg}$  (Método de la C.F.E.), se obtiene el **NAME = 64.45 m.** (84.45 m.s.n.m.), y se entra a la curva elevaciones-áreas-capacidades (figura III.3.b) del Vaso Zapote, determinando la **capacidad de superalmacenamiento = 898'328,283.4 m<sup>3</sup>** y la **capacidad de regulación = 167'622,233.4 m<sup>3</sup>**





#### IV.4 DETERMINACIÓN DEL FETCH

Para conocer el posible oleaje que se presenta en una zona se necesita determinar el área de generación y posteriormente, como el viento es el que genera el oleaje, se calcula su velocidad. El área de generación se obtiene con la ayuda de los mapas de superficie en los cuales se presentan las isobaras y las condiciones de la atmósfera, que permiten observar la posición y desarrollo de los fenómenos meteorológicos que ocurren en una determinada zona.

La zona de generación está acotada por una variable llamada fetch, el cual se define como la longitud donde sopla el viento, en dirección hacia el punto bajo estudio.

El bordo libre es una magnitud, en metros, que mide el desnivel entre el NAME y la corona de una cortina. Es una función de:

- Marea de Viento
- Oleaje de Viento
- Pendiente y Características del Paramento Mojado
- Factor de seguridad

##### IV.4.1 MAREA DE VIENTO

La marea de viento es la sobre-elevación del agua, arriba del nivel de aguas tranquilas, debido al arrastre provocado por el viento, en el sentido del mismo. De acuerdo con las figuras IV.4.1.a y IV.4.1.b se considera

$F$  = Fetch efectivo en km

$V$  = Velocidad del viento en km por hora (a 7.5 metros de altura sobre el nivel del agua)

$D$  = Profundidad del vaso en m

$S$  = Marea de Viento en m

$$S = \frac{V^2 F}{62816 D}$$

**Vaso Puxmetacán**

$$F = 10 \text{ km}$$

$$V = 8.89 \text{ m/seg} = 32 \text{ km/hr (boletín hidrométrico no 28 "Papaloapan")}$$

$$D = 77.80 \text{ m (NAME)}$$

$$S = (32 \text{ km/hr})^2 \times (10 \text{ km}) / (62816 \times 77.80 \text{ m}) = 0.0021 \text{ m}$$

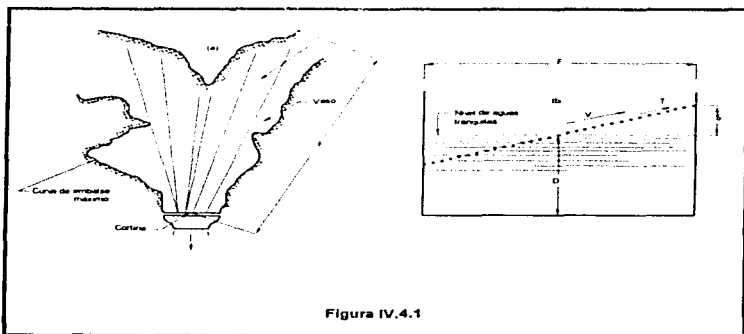
**Vaso Zapote**

$$F = 9.8 \text{ km}$$

$$V = 7.22 \text{ m/seg} = 26 \text{ km/hr (boletín hidrométrico no 28 "Papaloapan")}$$

$$D = 64.45 \text{ m (NAME)}$$

$$S = (26 \text{ km/hr})^2 \times (9.8 \text{ km}) / (62816 \times 64.45 \text{ m}) = 0.0016 \text{ m}$$





## IV.4.2 OLEAJE DE VIENTO

El efecto del oleaje de viento es una función de la altura de la ola  $H_o$  y de la altura que dicha ola pueda remontar el paramento mojado de la cortina. En la figura IV.4.2 aparece el diagrama propuesto por Saville para determinar la altura de la ola significativa  $H_s$ , que para efectos de cálculo se puede considerar como  $H_o$ .

Vaso Puxmetacán

$$H_o = 0.6 \text{ m}$$

$$t_j = 100 \text{ min.}$$

Vaso Zapote

$$H_o = 0.5 \text{ m}$$

$$t_j = 120 \text{ min.}$$

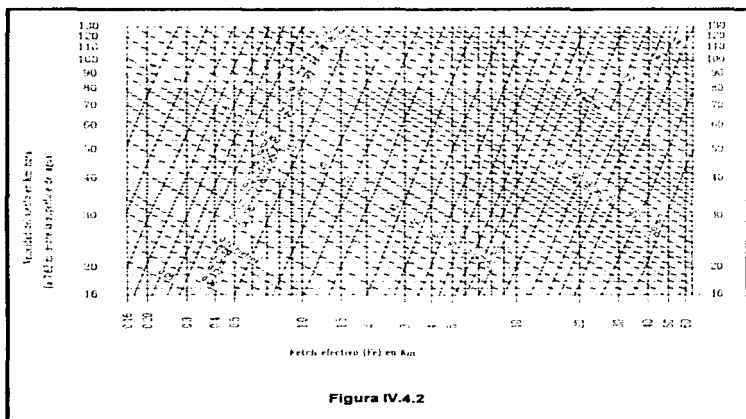


Figura IV.4.2

## IV.4.3 PENDIENTE Y CARACTERÍSTICAS DEL PARAMENTO MOJADO

En la figura IV.4.3.a aparece la relación propuesta por Saville, entre el Fetch en kilómetros, la velocidad del viento en kilómetros por hora y el periodo  $T$  de la ola en segundos. Con el valor  $T$  obtenido se puede encontrar la longitud aproximada de la ola  $L_w$ , medida de cresta a cresta

$$L_w = 157 T^2$$

en donde

$T$  está dado en segundos, y

$L_w$  en metros

**Vaso Puxmetacán**

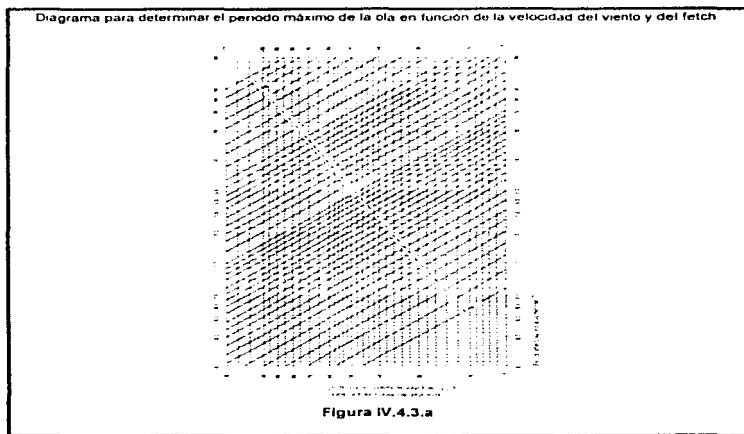
$$T = 3.1 \text{ seg}$$

$$L_w = 157 \times (3.1 \text{ seg})^2 = 1509 \text{ m}$$

**Vaso Zapote**

$$T = 2.8 \text{ seg}$$

$$L_w = 157 \times (2.8 \text{ seg})^2 = 1231 \text{ m}$$



En la figura IV.4.3.b se pueden obtener los valores relativos de remontaje de la ola, en función de sus características  $\frac{H_o}{L_o}$  la pendiente del paramento mojado y el acabado de dicho paramento. Se puede observar que para taludes 1:2, que son los más frecuentes en cortinas de enrocamiento, ya sea con placa de concreto o de materiales graduados, los valores de  $\frac{R}{H_o}$  resultan aproximadamente de 2 y 1, respectivamente. Y  $R$  = Remontaje de la ola, en m

**Vaso Puzmetacán**

(Talud de Enrocamiento 1:2)

$$\frac{H_o}{L_o} = (0.6 \text{ m}) / (15.09 \text{ m}) = 0.04$$

$$\frac{R}{H_o} = 0.9 \quad R = (0.9 \times 0.6 \text{ m}) = 0.54 \text{ m}$$

**Vaso Zapote**

(Talud Liso 1:0.1)

$$\frac{H_o}{L_o} = (0.5 \text{ m}) / (12.31 \text{ m}) = 0.06$$

$$\frac{R}{H_o} = 2.4 \quad R = (2.4 \times 0.5 \text{ m}) = 1.2 \text{ m}$$

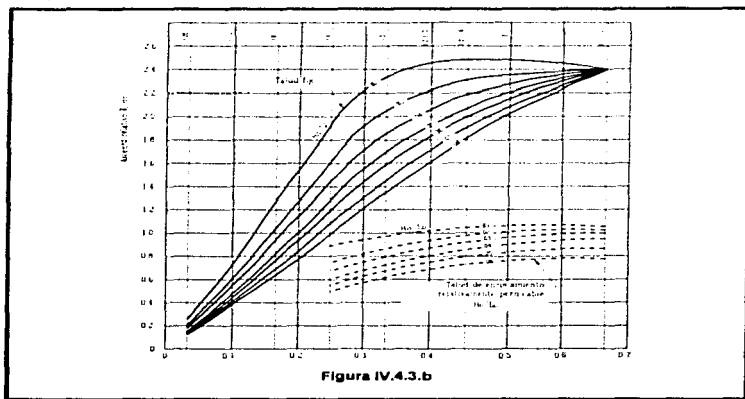


Figura IV.4.3.b

#### IV.4.4 FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad ( $F_s$ ) es una cantidad en m que debe estimar el proyectista y que puede variar entre 0.5 y 1.0 m.

Para ambos vasos se adoptó el factor de seguridad de  $F_s = 1.0$  m.

#### IV.4.5 BORDO LIBRE

**Bordo Libre.** Para obtener esta elevación se suman los valores obtenidos de marea de viento, oleaje de viento, remontaje de la ola y factor de seguridad como se indica a continuación:

$$B_L = S + H_o + R + F_s$$

**Vaso Puzmetacán**

$$B_L = 0.0021 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 0.54 \text{ m} + 1.0 \text{ m} = 2.14 \text{ m}$$

La elevación de la Corona es la suma del NAME = 77.8 m (217.8 m.s.n.m.) y el Bordo Libre = 2.14 m.

**Elevación de la Corona = 79.9 m (219.9 m.s.n.m.)**

**Vaso Zapote**

$$B_L = 0.0016 \text{ m} + 0.5 \text{ m} + 1.2 \text{ m} + 1.0 \text{ m} = 2.70 \text{ m}$$

La elevación de la Corona es la suma del NAME = 64.46 m (84.46 m.s.n.m.) y el Bordo Libre = 2.7 m.

**Elevación de la Corona = 67.2 m (87.2 m.s.n.m.)**

**CONCLUSIONES Y  
RECOMENDACIONES**

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La zona del Bajo Papaloapan que cuenta con agua en abundancia, en exceso a veces, con planicies suavizadas, clima húmedo y cálido, con una infraestructura comparativamente mejor, es potencialmente apropiada para integrarse a la economía de mercado. Esta zona tiene muchos recursos agropecuarios, subaprovechados hasta la fecha.

Dadas las características del régimen pluviométrico, el principal problema que se presenta en la zona es de las inundaciones, por lo cual las actividades deben encaminarse primordialmente a la resolución de dicho problema, considerando esto se propuso en el presente estudio dos presas, ubicada una de ellas en el río Puxmetacán (Presa Puxmetacán) con fines múltiples y la otra ubicada en el río Manso (Presa Zapote) para el control de avenidas y riego. Presentando las características principales de dichas Presas que se obtuvieron a lo largo del desarrollo de este trabajo, en la **Tabla C.1**.

De acuerdo a las características topográficas, hidrológicas y agrológicas de los sitios en estudio, y al análisis efectuado, se llegó a la conclusión de que es factible la construcción de dichas presas, previendo que se tenga una respuesta positiva del campesino para la ejecución de estas obras, ya que se beneficiarían con el Vaso Puxmetacán un total de 135,000 Ha para riego durante un periodo de seis meses (Agosto - Enero) y se generarían 60,000 kw al año, y con el Vaso Zapote un total de 280,000 Ha para riego durante un periodo de seis meses (Agosto - Enero).

El sitio denominado Puxmetacán sobre el río del mismo nombre, que aguas abajo de la confluencia del río el Chisme toma el nombre del río La Trinidad, el área de cuenca hasta el sitio es de **958.19 km<sup>2</sup>** con una capacidad total de almacenamiento de **381.9789324 Mm<sup>3</sup>**, es posible regular las avenidas considerando un **Tr = 1,000 años de 2,047.79 m<sup>3</sup>/seg a 292.85 m<sup>3</sup>/seg.**

El sitio denominado Zapote se ubica sobre el río Manso, afluente derecho del río Tesechoacan, con cuenca de captación de **739.25 km<sup>2</sup>** hasta el sitio del proyecto, con una capacidad total de almacenamiento de **898.3282634 Mm<sup>3</sup>**. se regularian las avenidas con un **Tr = 500 años de 2,361.39 m<sup>3</sup>/seg a 1,443.53 m<sup>3</sup>/seg.**

Se recomienda realizar estudios Geológicos directos en los sitios propuestos, ya que no se cuenta con información detallada de la Geología existente en los sitios. Así como un estudio de impacto ambiental en la zona y un programa de cultivo que permita aprovechar al máximo los recursos existentes.

Respecto a las cuotas de agua, deben imponerse a medida que se observen resultados positivos cuantificables y que se tome conciencia de la bondad del plan.

Tabla C.1

CONCEPTO	UNIDAD	VASO PUXMETACÁN	VASO ZAPOTE
CAPACIDAD DE AZOLVES	Mm <sup>3</sup>	17 68758	12 88016
CAPACIDAD MÍNIMA DE OPERACIÓN	Mm <sup>3</sup>	37 374885	-----
CAPACIDAD ÚTIL	Mm <sup>3</sup>	293 77968	717 82529
CAPACIDAD SUPERALMACENAMIENTO	Mm <sup>3</sup>	381 9789324	898 328283
CAPACIDAD DE REGULACIÓN	Mm <sup>3</sup>	70 5116724	167 6222334
NAMINO	m	50 49	22 00
	m s n m	190 49	42 00
NAMIN	m	20 00	-----
	m s n m	160 00	-----
NAMO	m	72 50	61 00
	m s n m	212 50	81 00
NAME	m	77 80	64 45
	m s n m	217 80	84 45
ELEVACIÓN DE LA CORONA	m	79 90	67 20
	m s n m	219 90	87 20
ELEVACIÓN LECHO DEL RÍO	m s n m	140 00	20 00
GASTO MÁXIMO PROBABLE	m <sup>3</sup> /seg	2,047 79	2,361 39
		Por Gumbel	Por Gumbel
		(Tr = 1,000 años)	(Tr = 500 años)
GASTO MÁXIMO DE DESCARGA	m <sup>3</sup> /seg	1,749 94	917 86
TIPO DEL VERTEDOR		Libre (Creager)	Libre (Creager)
LONGITUD DEL VERTEDOR	m	70 00	70 00
TIPO DE CORTINA		Materiales Graduados	Tipo Gravedad
ALTURA DE LA CORTINA	m	79 20	67 20
ANCHO DE LA CORTINA	m	350	500



## ***BIBLIOGRAFÍA***

## BIBLIOGRAFÍA

- FRANCISCO J APARICIO MIJARES FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE - SUPERFICIE
- D F. CAMPOS ARANDA PROCESOS DEL CICLO HIDROLÓGICO VOL 1, TOMOS 1 Y 2
- D F. CAMPOS ARANDA PROCESOS DEL CICLO HIDROLÓGICO VOL 2
- D F CAMPOS ARANDA PROCESOS DEL CICLO HIDROLÓGICO VOL 3
- IV CONGRESO NACIONAL DE LA HIDRAULICA DEL 15 AL 19 DE NOVIEMBRE DE 1980,  
MÉRIDA YUCATÁN MEMORIA VOLUMEN III
- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS\_CIVILES:  
HIDROTECNIA A 1 2 PRECIPITACIÓN
- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS\_CIVILES  
HIDROTECNIA A 1 3 ESCURRIMIENTO
- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS\_CIVILES:  
HIDROTECNIA A 1 4 PERDIDAS
- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS\_CIVILES:  
HIDROTECNIA A 1 5 RELACIÓN ENTRE PRECIPITACIÓN Y ESCURRIMIENTO
- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS\_CIVILES:  
HIDROTECNIA A 1 6 ANÁLISIS ESTADÍSTICO
- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS\_CIVILES:  
HIDROTECNIA A 1 8 TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS
- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS\_CIVILES:  
HIDROTECNIA A 1 9 SIMULACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE UN VASO
- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS\_CIVILES:  
HIDROTECNIA A 1 10 AVENIDA DE DISEÑO
- DR. ROLANDO SPRINGALL ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PROBABILÍSTICO DE DATOS  
HIDROLÓGICOS (HIDROLOGÍA SUPERFICIAL, CAPITULO 8), UNAM

- DR. ROLANDO SPRINGALL. HIDROLOGÍA PRIMERA PARTE. UNAM
- SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS. NORMAS TÉCNICAS  
HIDROLOGICAS
- SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS. BOLETINES  
HIDROMÉTRICOS REGION HIDROLOGICA No. 28 (PAPALOAPAN). 1952 - 1982.
- SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICO. ESTIMACION DE LAS  
AVENIDAS DE PROYECTO
- GILBERTO SOTELO AVILA. APUNTES DE HIDRÁULICA II UNAM
- FRANCISCO TORRES HERRERA. OBRAS HIDRÁULICAS 2ª EDICIÓN

**ANEXO**

TABLA 1

GASTO UNITARIO EN FUNCIÓN DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	GASTO UNITARIO
hr.	m <sup>3</sup> /seg/mm <sup>2</sup> /km <sup>2</sup>
0 10 o menor	0 337
0 20	0 300
0 30	0 271
0 04	0 246
0 05	0 226
0 06	0 208
0 07	0 195
0 08	0 180
0 09	0 168
1 00	0 158
1 50	0 120
2 00	0 100
2 50	0 086
3 00	0 076
4 00	0 063
5 00	0 054
6 00	0 048
7 00	0 043
8 00	0 039
10 00	0 034
12 00	0 030
14 00	0 027
16 00	0 025
18 00	0 023
20 00	0 021
22 00	0 020
24 00	0 019

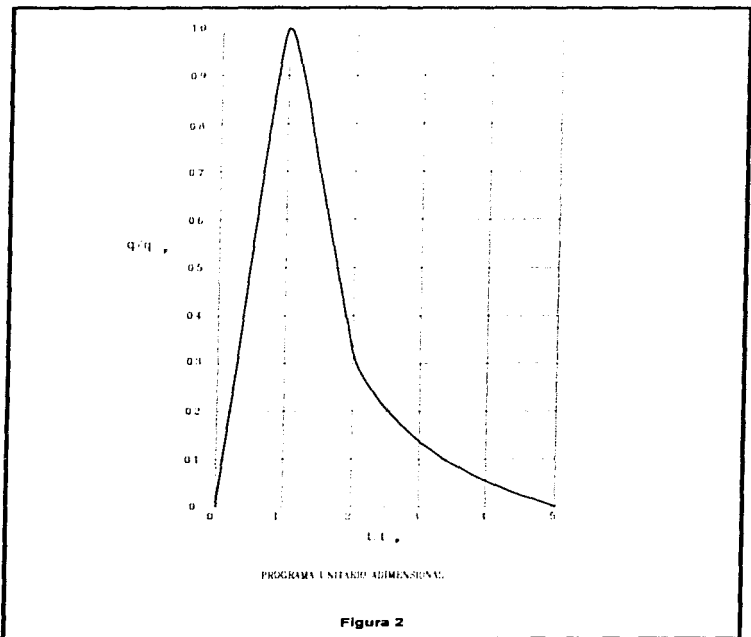


TABLA 3

VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO		
TIPO DEL ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
<b>ZONAS COMERCIALES</b>		
Zona comercial	0 70	0 95
Vecindarios	0 50	0 70
<b>ZONAS RESIDENCIALES</b>		
Unifamiliares	0 30	0 50
Multifamiliares, espaciados	0 40	0 60
Multifamiliares, compactos	0 60	0 75
Semiurbanas	0 25	0 40
Casa habitación	0 50	0 70
<b>ZONAS INDUSTRIALES</b>		
Espaciado	0 50	0 80
Compacto	0 60	0 90
<b>CEMENTERIOS, PARQUES</b>	0 10	0 25
<b>CAMPOS DE JUEGO</b>	0 20	0 35
<b>PATIOS DE FERROCARRIL</b>	0 20	0 40
<b>ZONAS URBANAS</b>	0 10	0 30
<b>CALLES</b>		
Asfaltadas	0 70	0 95
De concreto hidráulico	0 80	0 95
Adoquinadas	0 70	0 85
<b>ESTACIONAMIENTOS</b>	0 75	0 85
<b>TECHADOS</b>	0 75	0 95
<b>PRADERAS:</b>		
Suelos arenosos planos (pendientes 0 02)	0 05	0 10
Suelos arenosos con pendientes medias (0 02-0 07)	0 10	0 15
Suelos arenosos escarpados (0 07 ó más)	0 15	0 20
Suelos arcillosos planos (0 02 ó menos)	0 13	0 17
Suelos arcillosos c/pendientes medias (0 02-0 07)	0 18	1 22
Suelos arcillosos escarpados (0 07 ó más)	0 25	0 35

TABLA 4

SELECCIÓN DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO "N"					
USO DE LA TIERRA O COBERTURA	CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados o cultivados)	Esparcido ó baja transpiración	45	66	77	86
	Normal	36	60	73	79
	Denso ó alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy esparcido ó baja transpiración	56	75	86	91
	Esparcido ó baja transpiración	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Denso ó alta transpiración	26	52	62	69
	Muy denso ó alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
	Surcos recto	70	80	87	90
Cultivos de surco	Surcos en curvas de nivel	87	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
	Surcos recto	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Luminosas (sembradas con maquinaria ó al voleo) ó potrero de rotación	Surcos recto	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
Pastizal	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
	Normal	30	58	71	78
Potrero (permanente)		100	100	100	100
Superficie impermeable		100	100	100	100



TABLA 5

CLAVE DE LAS UNIDADES DEL SUELO  
Las unidades de suelo están referidas a los horizontes y características diagnósticas enfocadas al aspecto de permeabilidad y no a uso actual, ó potencial.

CLAVE	UNIDAD	TIPO	CLAVE	UNIDAD	TIPO
Ao	Acrisoles	Órticos	Oa	Histosoles	glicicos
Af	-	ferrílicos	U	Litotsoles	Órticos
Ah	-	humílicos	Lo	Luvitsoles	Órticos
Ap	-	plintílicos	Lc	-	calicáreos
Ag	-	glicílicos	Lk	-	verticílicos
To	Andosoles	mólicos	Lv	-	ferrílicos
Tm	-	humílicos	La	-	albicílicos
Th	-	mólicos	Lp	-	plintílicos
Tr	-	vitricílicos	Lq	-	glicílicos
Qf	Arenosoles	ferrálicos	Ln	Nitosoles	eutricílicos
Qi	-	lúvicos	Nd	-	districílicos
Qc	-	calicáreos	Nh	-	humílicos
Qa	-	albicílicos	Po	Podzoles	Órticos
Bd	Cambisoles	districílicos	Ph	-	humílicos
Be	-	eutricílicos	Pp	-	plácicos
Bh	-	humílicos	Pg	-	glicílicos
Bg	-	glicílicos	We	Planosoles	eutricílicos
Bk	-	calicáreos	Wd	-	districílicos
Bc	-	crómicos	Wm	-	mólicos
Bv	-	verticílicos	Ws	-	humílicos
Bf	-	ferrálicos	Wn	-	solóchaks
Kh	Kastanzemus	háplicos	Wv	-	glicílicos
Kk	-	calicáreos	Dg	Podzolúvisol	glicílicos
Kj	-	lúvicos	Dd	-	districílicos
Ci	Chernozem	calicáreos	De	-	eutricílicos
-	-	lúvico	LL	Ranker	Órticos
Ch	-	calicáreos	Rc	Regosoles	eutricílicos
Hh	Phaeozems	háplicos	Rd	-	calicáreos
Hc	-	calicáreos	Rg	-	districílicos
Hi	-	glicílicos	Rx	-	glicílicos
Hg	-	lúvicos	E	Rendzinas	Órticos
Fo	Ferrasoles	glicílicos	Zo	Solochaks	Órticos
Fx	-	xánticos	Zm	-	mólicos
Ft	-	ródicos	Zl	-	litúvicos
Fh	-	humílicos	Zg	Solochaks	glicílicos
Fa	-	acrílicos	So	Solonetz	Órticos
Fp	Ferrasoles	plintílicos	Sm	-	mólicos
Je	Fluvisoles	eutricílicos	Sg	-	glicílicos
Jc	-	calicáreos	Sa	-	albicílicos
Jd	-	districílicos	Vp	Vertisoles	pelicóicos
Jt	-	técnicos	Vc	-	crómicos
Jg	-	glicílicos	Xh	Xerosoles	háplicos
Ge	Gleysoles	eutricílicos	Xk	-	calicáreos
Gc	-	calicáreos	Xo	-	gipsílicos
Gd	-	districílicos	Xl	-	lúvicos
Gm	-	mólicos	Yh	Yermosoles	háplicos
Gh	-	humílicos	Yk	-	calicáreos
Gp	-	plintílicos	Yg	-	gipsílicos
Oe	Histosoles	eutricílicos	Yl	-	lúvicos
Od	-	districílicos	Yt	-	taquínicos

TABLA 6

PARAMETROS DE LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL					
n	Yn	yn	n	Yn	yn
8	0.4843	0.9043	49	0.5481	1.1590
9	0.4902	0.9288	50	0.5485	1.1607
10	0.4952	0.9497	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.9676	52	0.5493	1.1638
12	0.5035	0.9833	53	0.5497	1.1653
13	0.5070	0.9972	54	0.5501	1.1667
14	0.5100	1.0095	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.0206	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.0316	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.0411	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.0493	59	0.5518	1.1734
19	0.5220	1.0566	60	0.5521	1.1747
20	0.5235	1.0628	62	0.5527	1.1770
21	0.5252	1.0696	64	0.5533	1.1793
22	0.5288	1.0754	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.0811	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.0864	70	0.5548	1.1854
25	0.5309	1.0914	72	0.5552	1.1873
26	0.5320	1.0961	74	0.5557	1.1890
27	0.5332	1.1004	76	0.5561	1.1906
28	0.5343	1.1047	78	0.5565	1.1923
29	0.5353	1.1086	80	0.5569	1.1938
30	0.5362	1.1124	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.1159	84	0.5576	1.1967
32	0.5380	1.1193	86	0.5580	1.1980
33	0.5388	1.1226	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.1255	90	0.5586	1.2007
35	0.5403	1.1285	92	0.5589	1.2020
36	0.5410	1.1313	94	0.5592	1.2032
37	0.5418	1.1339	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.1363	98	0.5598	1.2055
39	0.5430	1.1388	100	0.5600	1.2065
40	0.5436	1.1413	150	0.5646	1.2253
41	0.5442	1.1436	200	0.5671	1.2360
42	0.5448	1.1458	250	0.5688	1.2429
43	0.5453	1.1480	300	0.5699	1.2479
44	0.5458	1.1499	400	0.5714	1.2545
45	0.5463	1.1518	500	0.5724	1.2588
46	0.5468	1.1538	750	0.5738	1.2651
47	0.5473	1.1557	1000	0.5745	1.2685
48	0.5477	1.1574	infinito	0.5772	1.2825

TABLA 7

VALORES DEL COEFICIENTE DE OBLICUIDAD K, EN LA DISTRIBUCIÓN LOG - PEARSON III  
PERÍODOS DE RETORNO EN AÑOS

	2	10	20	50	100	1000	10000	COEF. SES.
-0.667	-0.386	1.180	1.912	3.152	4.051	6.909	9.747	1.0
-0.690	-0.390	1.195	1.919	3.134	4.033	6.850	9.669	2.9
-0.714	-0.384	1.210	1.920	3.114	4.013	6.718	9.492	2.8
-0.740	-0.376	1.224	1.924	3.093	3.992	6.620	9.316	2.7
-0.769	-0.368	1.238	1.924	3.071	3.899	6.527	9.165	2.6
-0.799	-0.360	1.250	1.925	3.048	3.845	6.430	9.014	2.5
-0.832	-0.351	1.262	1.925	3.023	3.800	6.329	8.858	2.4
-0.867	-0.341	1.274	1.923	2.997	3.753	6.227	8.700	2.2
-0.905	-0.330	1.284	1.921	2.970	3.705	6.122	8.539	2.2
-0.946	-0.319	1.294	1.918	2.942	3.656	6.018	8.376	2.1
-0.990	-0.307	1.302	1.913	2.912	3.605	5.908	8.211	1.9
-1.037	-0.294	1.310	1.908	2.881	3.553	5.797	8.041	1.9
-1.087	-0.282	1.318	1.901	2.849	3.499	5.685	7.870	1.8
-1.140	-0.268	1.324	1.894	2.815	3.444	5.570	7.696	1.7
-1.197	-0.254	1.329	1.885	2.780	3.388	5.512	7.509	1.6
-1.256	-0.240	1.333	1.875	2.743	3.330	5.537	7.343	1.5
-1.318	-0.225	1.337	1.864	2.706	3.271	5.516	7.192	1.4
-1.383	-0.210	1.339	1.852	2.666	3.211	5.505	6.980	1.3
-1.449	-0.195	1.340	1.832	2.626	3.149	5.492	6.796	1.2
-1.518	-0.180	1.341	1.824	2.585	3.087	5.487	6.605	1.1
-1.588	-0.164	1.340	1.809	2.542	3.022	5.481	6.420	0.9
-1.660	-0.148	1.339	1.792	2.498	2.957	5.474	6.230	0.8
-1.733	-0.132	1.336	1.774	2.453	2.892	5.471	6.047	0.7
-1.806	-0.116	1.333	1.755	2.407	2.826	5.471	5.851	0.6
-1.880	-0.099	1.328	1.735	2.359	2.755	5.472	5.657	0.5
-1.955	-0.083	1.323	1.714	2.311	2.680	5.473	5.463	0.4
-2.029	-0.068	1.317	1.692	2.261	2.615	5.473	5.269	0.2
-2.104	-0.050	1.309	1.669	2.211	2.544	5.473	5.073	0.0
-2.178	-0.033	1.301	1.646	2.159	2.472	5.473	4.864	0.0
-2.252	-0.017	1.292	1.621	2.107	2.400	5.473	4.671	0.0
-2.326	0.000	1.282	1.595	2.054	2.326	5.473	4.476	-0.1
-2.400	0.017	1.270	1.567	2.000	2.252	5.473	4.274	-0.2
-2.472	0.033	1.258	1.539	1.945	2.178	5.473	4.072	-0.3
-2.544	0.050	1.245	1.510	1.890	2.104	5.473	3.866	-0.4
-2.616	0.066	1.231	1.481	1.834	2.029	5.473	3.656	-0.5
-2.686	0.083	1.215	1.450	1.777	1.955	5.473	3.441	-0.6
-2.755	0.099	1.200	1.419	1.720	1.880	5.473	3.221	-0.6
-2.824	0.116	1.183	1.386	1.663	1.806	5.473	2.996	-0.8
-2.891	0.132	1.166	1.354	1.606	1.733	5.473	2.766	-0.9
-2.957	0.148	1.147	1.320	1.549	1.659	5.473	2.531	-1.0
-3.022	0.164	1.128	1.285	1.492	1.588	5.473	2.291	-1.1
-3.087	0.180	1.107	1.252	1.435	1.518	5.473	2.046	-1.2
-3.149	0.195	1.085	1.217	1.379	1.448	5.473	1.797	-1.3
-3.211	0.210	1.064	1.181	1.324	1.383	5.473	1.543	-1.4
-3.271	0.225	1.041	1.146	1.270	1.318	5.473	1.284	-1.5
-3.330	0.240	1.018	1.111	1.217	1.255	5.473	1.020	-1.6
-3.338	0.254	0.994	1.075	1.166	1.190	5.473	0.751	-1.7
-3.444	0.268	0.970	1.040	1.116	1.140	5.473	0.476	-1.8
-3.499	0.282	0.945	1.005	1.069	1.087	5.473	0.197	-1.9
-3.553	0.294	0.920	0.971	1.023	1.037	5.473	0.014	-2.0
-3.605	0.307	0.895	0.936	0.980	0.989	5.473	0.001	-2.1
-3.656	0.319	0.869	0.903	0.939	0.945	5.473	0.000	-2.2
-3.705	0.330	0.844	0.863	0.900	0.905	5.473	0.000	-2.3
-3.753	0.341	0.819	0.843	0.864	0.867	5.473	0.000	-2.4
-3.800	0.351	0.795	0.814	0.830	0.832	5.473	0.000	-2.5
-3.845	0.360	0.771	0.786	0.798	0.799	5.473	0.000	-2.6
-3.889	0.368	0.747	0.758	0.768	0.768	5.473	0.000	-2.7
-3.932	0.376	0.724	0.729	0.740	0.740	5.473	0.000	-2.8
-3.973	0.384	0.700	0.700	0.714	0.714	5.473	0.000	-2.9
-4.013	0.390	0.681	0.682	0.689	0.689	5.473	0.000	-3.0
-4.051	0.396	0.660	0.664	0.665	0.665	5.473	0.000	-3.0

TABLA 8

Porcentajes mensuales de las horas del día con relación a las del año, para latitudes de 0° a 65° al norte del ecuador.												
Latitud Norte	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
65°	3.45	5.14	7.90	9.92	12.65	14.12	13.66	11.25	8.55	6.60	4.12	2.64
64°	3.75	5.30	7.93	9.87	12.42	13.60	13.31	11.15	8.58	6.70	4.35	3.04
63°	4.01	5.40	7.95	9.83	12.22	13.22	13.02	11.04	8.60	6.79	4.55	3.37
62°	4.25	5.52	7.99	9.75	12.03	12.91	12.79	10.92	8.50	6.86	4.72	3.67
61°	4.46	5.61	8.01	9.71	11.88	12.63	12.55	10.84	8.55	6.94	4.89	3.63
60°	4.67	5.70	8.05	9.66	11.72	12.39	12.33	10.72	8.57	7.00	5.09	4.31
59°	4.81	5.78	8.05	9.60	11.61	12.23	12.21	10.60	8.56	7.07	5.13	4.55
58°	4.99	5.85	8.06	9.55	11.44	12.00	12.00	10.56	8.56	7.13	5.19	4.69
57°	5.14	5.95	8.07	9.51	11.32	11.77	11.69	10.40	8.52	7.25	5.54	4.89
56°	5.29	6.00	8.10	9.45	11.20	11.67	11.59	10.32	8.51	7.30	5.62	5.01
55°	5.39	6.06	8.12	9.41	11.11	11.53	11.59	10.27	8.50	7.33	5.74	5.17
54°	5.55	6.12	8.15	9.36	11.00	11.40	11.43	10.27	8.50	7.33	5.74	5.17
53°	5.64	6.19	8.16	9.32	10.88	11.31	11.34	10.19	8.52	7.38	5.83	5.31
52°	5.75	6.23	8.17	9.28	10.81	11.13	11.22	10.15	8.49	7.40	5.94	5.43
51°	5.87	6.25	8.21	9.26	10.76	11.07	11.13	10.05	8.48	7.41	5.97	5.46
50°	5.98	6.32	8.25	9.25	10.69	10.93	10.99	10.00	8.44	7.43	6.07	5.65
48°	6.13	6.42	8.22	9.15	10.50	10.72	10.83	9.92	8.45	7.56	6.24	5.86
46°	6.30	6.50	8.24	9.09	10.37	10.54	10.66	9.82	8.44	7.61	6.38	6.05
44°	6.45	6.59	8.25	9.04	10.22	10.38	10.50	9.75	8.43	7.67	6.51	6.23
42°	6.60	6.66	8.28	8.97	10.10	10.21	10.37	9.64	8.42	7.73	6.63	6.39
40°	6.75	6.73	8.30	8.92	9.99	10.08	10.34	9.56	8.41	7.78	6.73	6.53
38°	6.87	6.79	8.34	8.90	9.92	9.95	10.10	9.47	8.38	7.80	6.82	6.60
36°	6.99	6.86	8.35	8.85	9.31	9.83	9.99	9.40	8.36	7.85	6.92	6.79
34°	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.90	7.02	6.92
32°	7.20	6.97	8.37	8.72	9.63	9.60	9.77	9.28	8.34	7.93	7.11	7.05
30°	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.34	7.99	7.19	7.14
28°	7.40	7.02	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.27	7.27
26°	7.49	7.12	8.40	8.64	9.37	9.30	9.49	9.10	8.32	8.06	7.36	7.35
24°	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.19	9.41	9.05	8.31	8.10	7.43	7.46
22°	7.76	7.22	8.41	8.57	9.22	9.12	9.31	9.00	8.30	8.13	7.50	7.56
20°	7.73	7.26	8.40	8.52	9.14	9.02	9.25	8.95	8.30	8.19	7.58	7.68
18°	7.88	7.26	8.40	8.46	9.06	8.99	9.20	8.81	8.29	8.24	7.67	7.89
16°	7.94	7.30	8.42	8.45	8.98	8.98	9.07	8.80	8.28	8.24	7.72	7.90
14°	7.08	7.39	8.43	8.44	8.90	8.73	8.99	8.79	8.28	8.28	7.85	8.04
12°	8.08	7.40	8.44	8.43	8.84	8.64	8.90	8.78	8.27	8.28	7.85	8.05
10°	8.13	7.40	8.44	8.43	8.81	8.57	8.84	8.74	8.26	8.29	7.89	8.08
8°	8.13	7.41	8.45	8.39	8.75	8.51	8.77	8.70	8.25	8.31	7.89	8.11
6°	8.19	7.49	8.45	8.39	8.75	8.48	8.75	8.69	8.25	8.41	7.95	8.19
4°	8.20	7.58	8.46	8.33	8.65	8.40	8.67	8.63	8.21	8.43	7.95	8.20
2°	8.43	7.67	8.47	8.22	8.51	8.25	8.52	8.50	8.20	8.45	8.16	8.42
0°	8.49	7.67	8.49	8.22	8.49	8.22	8.49	8.49	8.19	8.49	8.22	8.49

(Continuación) TABLA 8

Porcentajes mensuales de las horas del día con relación a las del año, para latitudes de 0° a 50° al sur del ecuador.												
Latitud Sur	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
0°	8 49	7 67	8 49	8 22	8 49	8 22	8 49	8 49	8 19	8 49	8 22	8 49
2°	8 55	7 71	8 49	8 19	8 44	8 17	8 43	8 44	8 19	8 52	8 27	8 55
4°	8 64	7 76	8 50	8 17	8 35	8 08	8 20	8 41	8 19	8 56	8 33	8 65
6°	8 71	7 81	8 50	8 12	8 30	8 00	8 19	8 37	8 18	8 59	8 38	8 74
8°	8 79	7 84	8 51	8 11	8 24	7 91	8 13	8 32	8 18	8 62	8 47	8 84
10°	8 85	7 86	8 52	8 09	8 18	7 84	8 11	8 28	8 18	8 65	8 52	8 90
12°	8 91	7 91	8 53	8 06	8 15	7 79	8 08	8 26	8 17	8 67	8 58	8 95
14°	8 97	7 97	8 54	8 03	8 07	7 70	7 01	8 19	8 16	8 69	8 65	9 01
16°	9 09	8 02	8 56	7 98	7 96	7 57	7 94	8 14	8 14	8 76	8 72	9 17
18°	9 18	8 06	8 57	7 93	7 99	7 50	7 88	8 09	8 14	8 80	8 80	9 24
20°	9 25	8 09	8 58	7 92	7 83	7 41	7 73	8 05	8 13	8 83	8 85	9 32
22°	9 36	8 12	8 58	7 89	7 74	7 30	7 76	8 03	8 13	8 86	8 90	9 38
24°	9 44	8 17	8 59	7 87	7 60	7 24	7 58	7 99	8 12	8 89	8 96	9 47
26°	9 52	8 28	8 60	7 81	7 56	7 07	7 49	7 87	8 11	8 94	9 10	9 61
28°	9 61	8 31	8 61	7 79	7 49	6 99	7 40	7 85	8 10	8 97	9 19	9 74
30°	9 69	8 33	8 63	7 75	7 43	6 94	7 30	7 80	8 09	9 00	9 24	9 80
32°	9 76	8 36	8 64	7 70	7 39	6 85	7 20	7 73	8 08	9 04	9 31	9 87
34°	9 88	8 41	8 65	7 68	7 30	6 73	7 10	7 69	8 06	9 07	9 38	9 99
36°	10 06	8 53	8 67	7 61	7 10	6 59	6 99	7 59	8 06	9 15	9 51	10 21
38°	10 14	8 61	8 68	7 59	7 03	6 46	6 87	7 51	8 05	9 19	9 60	10 34
40°	10 24	8 65	8 70	7 54	6 96	6 33	6 73	7 46	8 04	9 23	9 69	10 42
42°	10 39	8 72	8 71	7 49	6 85	6 20	6 60	7 39	8 01	9 27	9 79	10 57
44°	10 52	8 81	8 72	7 44	6 73	6 04	6 45	7 30	8 00	9 34	9 91	10 72
46°	10 68	8 88	8 73	7 39	6 61	5 87	6 30	7 21	7 98	9 41	10 03	10 90
48°	10 85	8 98	8 76	7 32	6 45	5 69	6 13	7 12	7 96	9 47	10 17	11 09
50°	11 03	9 06	8 77	7 25	6 31	5 48	5 98	7 03	7 95	9 53	10 32	11 30

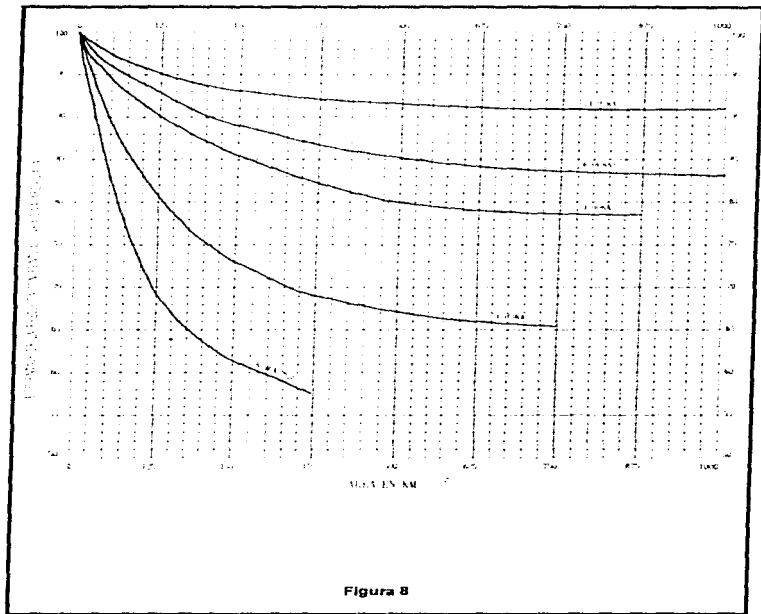


Figura 8

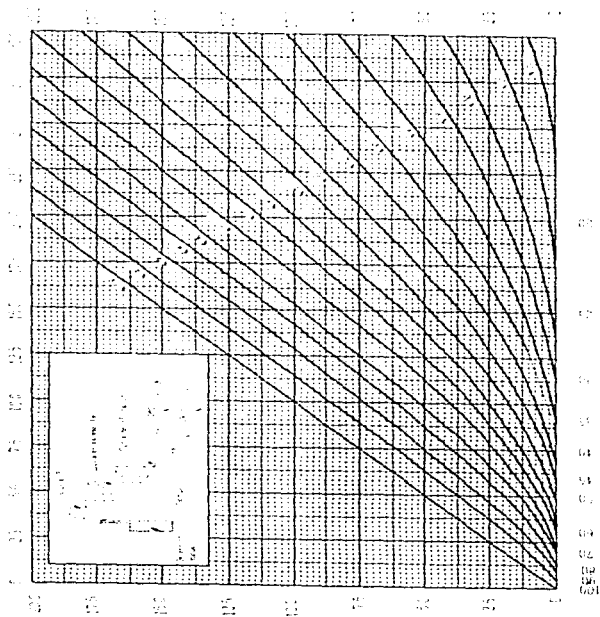
TABLA 9

Cultivo	Duración normal del periodo de desarrollo de los cultivos <sup>1</sup>	Coefficiente (K) de uso consuntivo <sup>2</sup>
Alfalfa	Entre heladas	0 80 a 0 90
Plátanos	Año completo	0 80 a 1 00
Habas, frijoles, etc	3 meses	0 60 a 0 70
Cacao	Año completo	0 70 a 0 80
Café	Año completo	0 70 a 0 80
Maíz	4 meses	0 75 a 0 85
Algodón	7 meses	0 60 a 0 70
Dátiles	Año completo	0 65 a 0 85
Linaza	7 a 8 meses	0 70 a 0 80
Cereales pequeños	3 meses	0 75 a 0 85
Sorgo	4 a 5 meses	0 70 a 0 80
Semillas oleaginosas	4 a 5 meses	0 65 a 0 85
Frutales:		
Aguacate	Año completo	0 50 a 0 55
Toronja	Año completo	0 55 a 0 65
Naranja y limón	Año completo	0 45 a 0 55
Nuez de nogal	Entre heladas	0 60 a 0 70
De hojas, caedizas	Entre heladas	0 60 a 0 70
Pasturas:		
Pastos	Entre heladas	0 75 a 0 85
Trébol blanco	Entre heladas	0 80 a 0 85
Papas	3 a 5 meses	0 65 a 0 75
Arroz	3 a 5 meses	1 00 a 1 10
Henequén	Año completo	0 65 a 0 70
Remolacha de azúcar	6 meses	0 65 a 0 75
Caña de azúcar	Año completo	0 80 a 0 90
Tabaco	4 meses	0 70 a 0 80
Jitomates	4 meses	0 65 a 0 70
Hortalizas	2 a 4 meses	0 60 a 0 70
Viñedos	5 a 5 meses	0 50 a 0 60

Notas: 1 La duración del periodo de desarrollo depende básicamente de la variedad del cultivo y de la estación en la cual se produce el mismo. Los cultivos anuales plantados durante el invierno normalmente necesitan mucho más tiempo que el requiendo durante el verano.

2 Los valores bajos de K para la fórmula de Blaney-Criddle ( $U=KF$ ) son para las zonas más húmedas, mientras que los altos son para climas áridos.

LLUVIA EN EXCESO DE UN DÍA EN COLUMBIA



TIEMPO DE ESCURRIMIENTO EN HORAS

FORMA D N.º 101-95-A-10-VIII  
**GRÁFICA PARA EL CÁLCULO DEL TIEMPO DE LLUVIA SIN  
ESCURRIMIENTO Y DE LA LLUVIA EN EXCESO**  
Figura 9



**TABLA 10**

<b>FACTOR DE CORRECCIÓN PARA AJUSTAR LOS VALORES MEDIDOS EN EL EVAPORÍMETRO</b>				
<b>NOMBRE</b>	<b>diámetro (m)</b>	<b>profundida (m)</b>	<b>CARACTERÍSTICAS</b>	<b>FACTOR DE CORRECCIÓN</b>
Clase A	1 219	0 254	Base del bote 0 152 m sobre el suelo Nivel de operación 0 051 m bajo el labio	0 7 (0 6 a 0 82)
Sunken Screened (young)	0 61	0 914	El labio sobresale 0 051 m del suelo Rejilla de 0 006 m	0 91 (variable)
Colorado Sunkek	0 528	0 457	Cuadrado de 0 528 m de lado Labio 0 051 m sobre el suelo	0 83 (0 75 a 0 86)
BPI Sunken	1 829	0 61		0 91 (variable)
Australiano	exterior 1 219 interior 0 914	exterior 0 864 interior 0 914		0 9 (0 7 a 0 9)
Pishe			Basado en evaporación a través de papel filtro	0 8 (variable)