

01162



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO



**OBRAS DE PROTECCIÓN PARA EL CONTROL DE
INUNDACIONES DEL RÍO LOS PERROS, EDO. DE
OAXACA**

ANTONIO JIMÉNEZ GONZÁLEZ

T É S I S

PRESENTADA A LA:

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(HIDRÁULICA)**

DIRIGIDA POR :

DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL

CIUDAD UNIVERSITARIA, OCTUBRE DE 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mis padres por el legado más grande que han dado.....la educación.

Mi más sincero agradecimiento al Dr. Xiangyue Li Liu, al M.I. Héctor Eslava Morales, al Dr. Moisés Berezowsky Verdugo, y al Ing. Arturo Arrieta Tirado por sus valiosos apoyos y sugerencias en la elaboración de esta tesis.

Mi agradecimiento al Jurado: M.I. Víctor Franco, Dr. Rodolfo Silva Casarín, Dr. Paulo Salles Afonso de A. y a la Dra. Lilia Reyes Chávez por su valioso tiempo dedicado a la revisión del presente trabajo.

Mi mas profundo agradecimiento al Dr. Carlos A. Escalante Sandoval, por su Dirección, paciencia, apoyo y comprensión.

A mis maestros, compañeros y amigos.

OBRAS DE PROTECCIÓN PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES DEL RÍO LOS PERROS EDO. DE OAXACA

INDICE

	INTRODUCCIÓN	1
1	DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD	6
1.1	Estimación de parámetros	6
1.2	Distribuciones univariadas	10
	1.2.1 Distribución Normal	11
	1.2.2 Distribución Lognormal de dos parámetros	11
	1.2.3 Distribución Lognormal de tres parámetros	12
	1.2.4 Distribución General de Valores Extremos Tipo I (Gumbel)	12
	1.2.5 Distribución General de Valores Extremos	12
	1.2.6 Distribución Exponencial de un parámetro	13
	1.2.7 Distribución Exponencial de dos parámetro	13
	1.2.8 Distribución Gamma de dos parámetros	13
	1.2.9 Distribución Gamma de tres parámetros (Pearson tipo III)	14
	1.2.10 Distribución Gumbel Mixta (dos poblaciones)	14
1.3	Distribuciones bivariadas	15
1.4	Prueba de homogeneidad	18
1.5	Prueba de independencia de eventos	20
2	HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTÁNEO GEOMORFOLÓGICO (HUIG)	23
2.1	Orden de la red de drenaje de una cuenca	24
2.2	Leyes de Horton	25
2.3	Tiempos de viaje	27
2.4	Densidad de probabilidad de tiempo de escurrimiento de una gota	29
2.5	Función de distribución de probabilidad del tiempo de viaje de una gota por una trayectoria	30
2.6	Función de distribución de probabilidad del tiempo de viaje de una gota en la cuenca	31
2.7	Probabilidad de seguir una trayectoria	31
	2.7.1 Uso de la función de probabilidad exponencial para el tiempo de traslado de una gota	33
3	ANÁLISIS REGIONAL HIDROLÓGICO	38
3.1	Estaciones-año	39
3.2	Avenida Índice	40
3.3	Correlación y regresión múltiple	42
4	TRANSITO DE AVENIDAS	45
4.1	Método HUIG	46
4.2	Método análisis regional hidrológico	46
4.3	Método Cruickshank-Berezowsky	46
4.4	Método HEC-RAS	55
5	ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD	56
5.1	Tipo de fallas mas comunes	56
	5.1.1 Fallas por rotación	56
	5.1.2 Falla por traslación sobre un plano débil	56
	5.1.3 Causas de falla	57
5.2	Métodos de análisis de estabilidad	59
	5.2.1 Método del análisis de estados de esfuerzo y deformación	59

5.2.2	Método del análisis del equilibrio al límite	59
5.2.2.1	Principios del método de análisis de equilibrio al límite	60
5.2.2.2	Limitantes fundamentales de los métodos de análisis de equilibrio al límite	61
5.2.2.3	Factor de seguridad	61
5.2.3	Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos	64
5.2.3.1	Prueba con consolidación y con drenaje CD (prueba lenta L)	65
5.2.3.2	Prueba con consolidación y sin drenaje CU (prueba rápida consolidada R_c)	65
5.2.3.3	Prueba sin consolidación y sin drenaje UU (prueba rápida R)	66
5.2.3.4	Prueba compresión simple (C_s)	66
5.3	Criterios de análisis	66
5.3.1	Criterio de los esfuerzos totales	67
5.3.2	Criterios de los esfuerzos efectivos	70
5.4	Verificación de la estabilidad	72
5.4.1	Condiciones para las cuales hacer la verificación de estabilidad	72
5.4.1.1	Condición a corto plazo o de fin de construcción	73
5.4.1.2	Condición de operación con el nivel de aguas máximas extraordinarias	73
5.4.1.3	Condición de descenso rápido del nivel de agua después de una avenida.	73
5.4.2	Aplicabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante	73
5.4.2.1	Condición a corto plazo o de fin de construcción	74
5.4.2.2	Condición de operación a largo plazo	74
5.4.2.3	Condición de descenso rápido del nivel de agua después de una avenida	74
5.5	Principales métodos de cálculo de la estabilidad de taludes	75
5.5.1	Método de Sueco	77
5.5.2	Método de Fellenius	79
5.5.3	Método de Bishop	81
5.5.4	Método de Janbu	81
5.5.5	Método de Spencer	82
5.5.6	Método de Morgenstern y Price	82
5.5.7	Método de Sarma	82
5.5.8	Cartas de diseño	85
5.5.8.1	Cartas de Janbu	85
5.6	Efectos sísmicos sobre la estabilidad	91
5.7	Flujo de agua a través de medios porosos	94
5.7.1	Ecuación hidrodinámica	95
5.7.2	Trazo de la red de flujo	99
5.8	Método de Bishop simplificado considerando efectos sísmicos y de filtración	104
5.8.1	Método de Bishop simplificado	104
5.8.2	Método de Bishop simplificado considerando efectos sísmicos y de filtración	107
5.8.2.1	Obtención del F.S. considerando fuerzas periféricas y peso total	108
5.8.2.2	Obtención del F.S. considerando fuerzas de filtración y peso sumergido	110
5.9	Diseño geotécnico de bordo	113
5.9.1	Elevación de diseño de la corona	116
6.	APLICACIÓN	117
6.1	Localización geográfica, zona de estudio y problemática	117
6.1.1	Localización geográfica y zona de estudio	117
6.1.2	Problemática y alternativas de solución	117
6.1.2.1	Alternativas de solución a corto plazo	123
6.1.2.2	Alternativas de solución a largo plazo	124

6.2	Distribuciones de probabilidad	125
	6.2.1 Análisis de lluvias	125
	6.2.2 Análisis de gastos	145
6.3	Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico (HUIG)	145
	6.3.1 Pendiente media del cauce principal	145
	6.3.2 Tiempo de concentración	148
	6.3.3 Coeficiente de escurrimiento	150
	6.3.4 Parámetros geomorfológicos	150
	6.3.5 Velocidad pico	154
	6.3.6 HUIG	154
6.4	Análisis regional hidrológico	160
	6.4.1 Estación año	160
	6.4.2 Avenida Índice	168
	6.4.3 Correlación y regresión múltiple	174
	6.4.4 Resultados hasta el sitio Ixtepec	183
6.5	Transito de avenidas	184
	6.5.1 Ixtepec-Juchitan	184
	6.5.1.1 Método HUIG	184
	6.5.1.2 Método análisis regional hidrológico (Correlación y regresión)	185
	6.5.1.3 Método Cruickshank-Berezowsky	185
	6.5.1.4 Método HEC-RAS	186
	6.5.1.5 Resultados hasta el sitio Juchitán	188
	6.5.2 Juchitan-Xadani método HEC-RAS	190
	6.5.2.1 Análisis del río en condiciones naturales	190
	6.5.2.2 Análisis hidráulico del río para diversos gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500, y 1000 años, considerando diferentes opciones de ancho de plantilla y rasantes de rectificación	192
	6.5.2.2.1 Opciones analizadas	192
	6.5.2.2.2 Análisis hidráulicos	194
	6.5.2.2.3 Opción seleccionada	197
6.6	Análisis de la estabilidad	202
	6.6.1 Cartas Alva	202
	6.6.2 Cartas de Janbu	208
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	210
8	BIBLIOGRAFIA	214

INTRODUCCION

En los últimos años diversos ríos a lo largo del país han presentado desbordamientos que han ocasionado inundaciones en zonas urbanas y áreas productivas. Las causas son diversas, cabe recordar que en condiciones normales todos los tramos de un río han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo viene haciendo. Si se modifican en forma natural o artificial algunos de los parámetros, con el tiempo y lentamente el tramo del río cambiara a una nueva condición de equilibrio.

Las modificaciones que el hombre produce en los cauces y que cambian su condición natural de equilibrio pueden ser benéficos o dañinos a la operación y comportamiento futuro del río, entre las alteraciones más importantes debidas al factor humano se pueden señalar las siguientes.

La mayoría de las cuencas del país presentan un alto grado de deforestación debida a la tala clandestina de los bosques y en muchas otras ocasiones a los cambios de uso de suelo para la habilitación de nuevas zonas de cultivo, desarrollos industriales o habitacionales, esto ha ocasionado que la respuesta hidrológica de la cuenca se haya modificado, provocando con ello avenidas de mayor magnitud que producen inundaciones en donde antes esa misma magnitud de avenida no ocasionaba ningún problema. Esto significa que para una misma lluvia que en el pasado no provocaba ningún problema, ahora debido a los cambios del uso del suelo los escurrimientos son mayores provocando inundaciones y gran cantidad de arrastre de sólidos que son depositados en los tramos con pendiente menor y con ello se disminuye la capacidad hidráulica de los cauces.

Aunque muchas son las causas que contribuyen a la pérdida de suelo en cuencas, dos son las más extendidas y que al mismo tiempo producen un efecto mayor: la deforestación y las técnicas deficientes de cultivo. La deforestación reduce los tiempos de concentración del agua de lluvia y puede aumentar el volumen del escurrimiento, lo que finalmente conduce a cambios en el hidrograma para iguales condiciones de lluvia, aumenta considerablemente la cantidad de material sólido que llega a los ríos, ya que al desaparecer la cobertura vegetal, las partículas quedan expuestas al impacto directo de la lluvia. De los efectos señalados, el aumento del material sólido a los ríos es el más importante, ya que modifica completamente su pendiente y azolva los cauces, con lo que aumenta el riesgo de inundaciones por la pérdida que sufre el río en su capacidad hidráulica. Las prácticas deficientes de cultivo producen también mayores cantidades de sedimento hacia los ríos, con los problemas ya señalados.

La solución a esta problemática la podemos dividir en dos etapas; la primera consiste en acciones que tengan como objetivo interferir directamente con el agua de lluvia o con la que escurra por los ríos y/o arroyos, para impedir desbordamiento, confinarla, encauzarla, modificar su velocidad y evitar los desplazamientos laterales del cauce y la segunda, consiste en acciones de desarrollo sustentable de las comunidades que

permitan la implementación de programas de conservación de agua y suelo consistentes en reforestación y nuevas prácticas de cultivo.

El tamaño de las obras de protección contra inundaciones es función de la magnitud de las avenidas de diseño y del grado de seguridad que se quiera dar; en forma cualitativa se puede decir que mientras se incrementa las dimensiones de la obra, se incrementa la protección proporcionada, pero también su costo. Debe existir, por lo tanto, un óptimo para el cual la suma de los daños por inundación y el costo de la protección sea mínimo.

Por tal motivo, en este trabajos se presenta los procedimientos para realizar los estudios necesarios para conocer la magnitud de la problemática y plantear las alternativas de solución y seleccionar la más viable para efectuar Proyectos Ejecutivos de obras de protección, que tengan como objetivo la prevención de inundaciones en áreas productivas y garantizar la seguridad de las diversas poblaciones y sus bienes materiales.

En este trabajo se presenta la metodología para la elaboración de un proyecto ejecutivo para obras de protección para el control de inundaciones, lo cual se ejemplifica utilizando bordos longitudinales a lo largo de ambas márgenes en el río Los Perros.

Los objetivos del presente trabajo consiste en presentar las metodologías y procedimientos para: 1.- obtención de los gastos de diseño, 2.- realizar los análisis hidráulicos para el dimensionamiento de las obras de protección, y 3.- realizar el análisis de la estabilidad. El presente trabajo se compone de los siguientes capítulos.

Capítulo 1. Distribuciones de probabilidad. El análisis de frecuencias de eventos extremos (gastos o lluvias) es una de las herramientas de mayor uso en la hidrología para obtener los eventos de diseño. Para esto se emplean, en la mayoría de los casos, las funciones de distribución de probabilidad univariadas y en algunos casos, hasta ahora, las multivariadas, la diferencia entre ambas está en el hecho de que en las primeras solo se toma en cuenta el suceso de un sitio específico, en cambio, en las segundas, se considera la información de varias estaciones con lo cual es posible mejorar la estimación de los eventos de diseño. En este capítulo se presentan las distribución de probabilidad univariadas de mayor uso en el medio, así como los requisitos que toda muestra debe cumplir cuando se aplican estas distribuciones.

Capítulo 2. Hidrograma unitario instantáneo geomorfológico (huig). Uno de los métodos más empleados en hidrología para la determinación del escurrimiento que produce la lluvia es el llamado "hidrograma unitario instantáneo". Para obtener este tipo de hidrograma se requiere de información simultánea de lluvias y escurrimientos. Cuando no se dispone de la información anterior se puede obtener un hidrograma unitario instantáneo a partir de las características geomorfológicas de la cuenca en estudio. Varios investigadores han obtenido mediante la derivación analítica las ecuaciones de un hidrograma unitario instantáneo de este tipo que se denomina "geomorfológico" (HUIG). En el presente trabajo se describe el método para la obtención de este hidrograma y se aplica a la cuenca en estudio; se muestra el cálculo

de los parámetros geomorfológicos para obtener su hidrograma unitario instantáneo geomorfológico (HUIG) y se compara con los obtenidos por los análisis regionales y con el análisis directo de los registros de gastos de la estación hidrométrica Ixtepec.

Capítulo 3. Análisis regional hidrológico. Cuando se requiere estimar los eventos de diseño en un sitio en particular que cuenta con poca o nula información hidrométrica, se puede hacer uso de las técnicas regionales de análisis hidrológico las cuales transfieren información desde sitios vecinos hacia la zona de estudio. El análisis regional hidrológico trata sobre la transferencia de datos dentro de una región homogénea lo que permite la estimación de eventos de diseño en un sitio o cuencas no aforadas. La forma de delimitar regiones homogéneas, reviste vital importancia para la transferencia de información, ya que la selección del método más apropiado y de la técnica de análisis regional utilizada para estimar los eventos de diseño, dependerá la calidad de los resultados para cuencas no aforadas. Se presentan las técnicas de mayor uso: estaciones-año, avenida índice, correlación y regresión lineal múltiple, de ellas se obtendrá la ecuación regional de mayor ajuste. Cabe aclarar que para la aplicación de estas técnicas se emplearan las estaciones hidrométricas ubicadas en la Región Hidrológica No. 22.

Capítulo 4. Transito de avenidas. Una vez que se tienen los eventos de diseño asociados a determinados periodos de retorno (Tr), el siguiente paso consiste en realizar los análisis hidráulicos correspondientes. Regularmente, el sitio donde se miden los escurrimientos se localiza varios kilómetros aguas arriba o aguas abajo del punto donde se va a trabajar. Es importante conocer la evolución del gasto y el nivel del agua en un sección dada y a lo largo del río o canal. Para ello existen diversos métodos que permiten determinar la variación de un hidrograma al recorrer un tramo de cauce, para poder evaluar el efecto de presas reguladoras en tramos de aguas abajo, para diseñar bordos de protección contra inundaciones, etc. La zona a proteger se localiza a 19 km aguas abajo del "Sitio Ixtepec", por lo tanto es necesario transitar dichas avenidas hasta el sitio de interés para obtener los eventos de diseño con los que se proyectaran las obras, para esto, se utilizaran los siguientes procedimientos: 1. Método HUIG, el cual consiste en obtener el HUIG hasta el "Sitio Juchitán", 2. Método análisis regional hidrológico, el cual consiste en obtener los mismos eventos hasta sitio mencionado, utilizando para ello la ecuación regional de mejor ajuste, 3. Método Cruickshank-Berezowsky y 4. Método HEC-RAS consisten en realizar el transito de avenidas con los programas TRA-RIOS.EXE y HEC-RAS. Los diversos análisis tienen como objetivo contar con elementos para poder seleccionar las avenidas de diseño con las que se diseñaran las obras de protección.

Capítulo 5. Análisis de estabilidad. Se presentan los conceptos fundamentales y métodos de mayor uso para el análisis de la estabilidad de los bordos, que son las estructuras más comunes utilizadas para el encauzamiento de ríos y protecciones contra las inundaciones. Se describen las etapas más importantes para el análisis y diseño para contar con estructuras seguras y confiables, además, se mencionan las revisiones que hay que realizar para asegurar su estabilidad a lo largo de su vida útil, en términos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos y de los análisis relacionados con el flujo de agua que deben efectuarse para evitar daños a un bordo.

Capítulo 6. Aplicación. Con base a los capítulos anteriores, se presenta un caso de aplicación al río “Los Perros”, el cual se localiza en la Región Hidrológica No. 22, dentro de las coordenadas geográficas 95° 05' 3" Longitud Oeste y 16° 33' 15" Latitud Norte, nace en la Sierra Atravesada, al norte del Municipio de Guevea De Humbolt, a una altura aproximada de 1,800 msnm y desemboca en la Laguna Superior, teniendo un desarrollo de 80 km y un área de cuenca de 1,287 km². En su recorrido cruza diversos poblados, siendo los más importantes, por el tamaño de su población, Ciudad Ixtepec y Juchitán, la zona a proteger se localiza entre las localidades de Juchitán y Xadani.

A la altura de la localidad Ciudad Ixtepec se encuentra la estación hidrométrica del mismo nombre con un área acumulada de 936 Km² y una longitud de desarrollo de 68 km, esta estación cuenta con registros de gastos desde el año de 1948 y es pieza fundamental dentro de este trabajo, todos los resultados arrojados por los diversos métodos se comparan con los registrados por esta estación hidrométrica.

El HUIG y el análisis regional se obtuvo primero hasta la estación hidrométrica Ixtepec, (“Sitio Ixtepec”), se compararan y se calibraran con los registrados en dicha estación hidrométrica. Una vez que se tienen calibrados los métodos estos servirán para realizar los transitos de avenida hasta la zona de estudio.

La zona de estudio se localiza 19 km aguas abajo de la estación hidrométrica Ixtepec, esta comprendida entre las localidades de Juchitán y Xadani (“Sitio Juchitán”), tiene una longitud de 14 km y la zona a proteger comprende su zona urbana y agrícola.

Una vez calibrado el HUIG y la ecuación regional, se obtuvieron los gastos hasta el “sitio Juchitán”, también se realizaron los tránsitos de avenidas, hasta esta zona, utilizando los programas “TRA-RIOS.EXE” y el “HEC-RAS”. Estos análisis se realizan en flujo no permanente, el cual adquiere cada vez más importancia, tanto en problemas de predicción como en el diseño de obras. Con estos programas se puede calcular la evolución del gasto y nivel del agua en una sección dada y a lo largo de un río o canal. Además se obtiene el tiempo de llegada del pico de la avenida, así como el gasto y nivel del agua correspondiente. Esta información es necesaria para diseñar la altura de bordos y para planear medidas de emergencia y definir políticas de control o regulación entre otras cosas.

Finalmente se obtuvieron cuatro resultados, el arrojado por el HUIG, la ecuación regional y los programas “TRA-RIOS.EXE” y el “HEC-RAS”. De su análisis se obtiene las avenidas de diseño que se utilizaran para realizar los análisis hidráulicos, en flujo no permanente, de las obras de protección de la zona en estudio.

Se realizaron los análisis hidráulicos en condiciones naturales del río, para determinación del gasto que la sección puede conducir sin presentar desbordamientos, el estudio se realizó a cada 200 m y en puntos intermedios donde existen cambios bruscos en la geometría y de la pendiente del cauce. Posteriormente se realizó el estudio del funcionamiento hidráulico del río, para gastos asociados a períodos de retorno (Tr) de 50, 100, 500 y 1,000 años, considerando para cada gasto diferentes

opciones de rasantes de rectificación, anchos de plantilla; y tratando en la medida de lo posible que el cauce de rectificación quede alojada en terreno natural y con un mínimo de formación de bordos. El eje de proyecto se ubico de tal manera que fuese lo mas cercano al centro del cauce actual (talweg), con el objeto de tener la menor afectación posible.

Siendo los bordos, las estructuras más comunes utilizadas para el encauzamiento de ríos y protecciones contra las inundaciones y en base a los análisis anteriores, se obtendrá el tamaño del bordo de protección y sus características geométricas al cual se le llevara acabo el análisis de la estabilidad utilizando las Cartas de Janbu y Alva.

1 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

El análisis de frecuencias de eventos extremos (gastos o lluvias) es una de las herramientas de mayor uso en la hidrología para obtener los eventos de diseño. Para esto se emplean funciones de distribución de probabilidad univariadas y multivariadas, la diferencia entre ambas está en el hecho de que en las primeras solo se toma en cuenta el suceso de un sitio específico, en cambio, en las segundas, se considera la información de varias estaciones con lo cual es posible mejorar la estimación de los eventos de diseño.

Cuando se aplican funciones de distribución de probabilidad, es necesario que la muestra cumpla con tres requisitos importantes: 1.- Longitud de registro apropiada, 2.- Homogeneidad y 3.- Independencia.

1.1 Estimación de parámetros

Para que se puedan realizar inferencias estadísticas utilizando las distribuciones de probabilidad, se requiere de la determinación de sus parámetros.

Existen en la literatura una gran variedad de métodos para estimar los parámetros, entre los que se pueden mencionar: momentos, momentos L, mínimos cuadrados, promedios de probabilidad pesada, máxima verosimilitud, máxima entropía, entre otros.

El método de momentos consiste en igualar los valores de los parámetros estadísticos de la muestra con los de la población, es decir, que la media, varianza y asimetría (primero, segundo y tercer momentos) de la muestra sean iguales a los de la función de distribución de probabilidad.

Este es uno de los procedimientos más comunes, para una distribución de m parámetros, el procedimiento consiste en igualar los primeros m momentos de la distribución con los primeros m momentos de la muestra, lo cual resulta un sistema de m ecuaciones con m incógnitas. El primer momento con respecto al origen es la media, los momentos de mayor orden con respecto al origen no son necesarios, en su lugar, se utilizan los momentos centrales respecto a la media. El segundo momento es conocido como varianza y el tercer momento es la asimetría.

El método de momentos es uno de los más empleados en la Hidrología, considerando que la esperanza de una variable aleatoria x ($E(x)$) es conocida como la media de x , denotada por μ , los parámetros que caracterizan a una población se definen como:

Primer momento (media)

$$\text{Poblacional} \quad \mu = E(x) \quad (1.1)$$

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{Muestral} \quad (1.2)$$

Segundo momento (varianza). Es una medida de dispersión de x y una medida de tendencia central para las desviaciones $(x - \mu)^2$ al cuadrado.

$$\sigma^2 = E[(x - \mu)^2] \quad \text{Poblacional} \quad (1.3)$$

$$S^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad \text{Muestral} \quad \text{sesgada (S}_{\text{sesg}}) \quad (1.4)$$

$$S^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{N - 1} \quad \text{insesgada (S}_{\text{insesg}}) \quad (1.5)$$

Tercer momento (coeficiente de asimetría). Con frecuencia una función de densidad no es simétrica respecto al máximo, sino que tiene una cola mayor que otras, por lo que se dice que la distribución esta sesgada a la derecha o a la izquierda. El coeficiente de sesgo o asimetría se obtiene

$$\alpha_3 = \frac{E[(x - \mu)^3]}{\sigma^3} \quad \text{Poblacional} \quad (1.6)$$

$$g = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(S_{\text{sesg}}^2)^{3/2}} \quad \text{Muestral} \quad \text{sesgada} \quad (1.7)$$

$$g = \frac{N^2}{(N-1)(N-2)} \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(S_{\text{sesg}}^2)^{3/2}} \quad \text{insesgada} \quad (1.8)$$

Cuarto momento (curtosis). En algunos casos una función de densidad puede tener sus valores concentrados cerca de la media, así que la función de densidad tiene un pico grande, en otros casos la densidad probabilidad puede ser relativamente plana. A la medida del grado de apuntamiento o aplanamiento se llama coeficiente de Curtosis y se determina por:

$$\alpha_4 = \frac{E[(x - \mu)^4]}{\sigma^4} \quad \text{Poblacional} \quad (1.9)$$

$$\text{Muestral} \quad k = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{(S_{sesg}^2)^2} \quad \text{sesgado} \quad (1.10)$$

$$k = \frac{N^3}{(N-1)(N-2)(N-2)} \cdot \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{(S_{sesg}^2)^2} \quad \text{insesgado} \quad (1.11)$$

En todas las ecuaciones anteriores las letras griegas identifican a estimadores poblacionales.

Así, por ejemplo, si se desea obtener el parámetro de escala β de la distribución exponencial por el método de momentos, se tendrá:

$$f(x) = \beta e^{-\beta x}; \quad x > 0$$

$$\text{Momento Poblacional} \quad \mu = E(x) = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx \quad \mu = \frac{1}{\beta}$$

$$\text{Momento muestral} \quad \bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n x_i \quad \mu = x$$

$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n x_i \quad \beta = \frac{1}{x}$$

El método de máxima verosimilitud, como su nombre lo indica, busca maximizar la función de verosimilitud $L(x)$ para encontrar el mejor ajuste de cada función de probabilidad; la función se define como:

$$L = \prod_{i=1}^N f(x_i) \quad (1.12)$$

donde π es el operador que indica el producto de los valores que representa su argumento (semejante al operador suma \sum , ya que mientras $\sum x_i = x_1 + x_2 + x_3 + \dots$, el operador π se define como $\pi x_i = x_1 x_2 x_3 \dots$).

El método de Máxima Verosimilitud consiste en una función de densidad de probabilidad de x con parámetros $a_i, i=1, \dots, m$ que desean ser estimados, esto es: $f(x, a_1, a_2, \dots, a_m)$ habrá una muestra aleatoria x_1, x_2, \dots, x_n de esta densidad, entonces su densidad conjunta es:

$$f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n; a_1, a_2, a_3, \dots, a_m)$$

puesto que la muestra es aleatoria, la densidad conjunta puede ser escrita como:

$$\prod_{i=1}^m f(x_i; a_1, a_2, a_3, \dots, a_m) \quad (1.12)$$

La probabilidad de obtener un valor dado de x , es proporcional a $f(x_i; a_1, a_2, a_3, \dots, a_m)$ y la probabilidad de obtener la muestra aleatoria x_1, x_2, \dots, x_n de la población X es proporcional a producto de sus densidades individuales. La función de densidad conjunta es llamada la función de Verosimilitud y es denotada como:

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i; \theta) \quad (1.13)$$

Para poder resolver esta expresión, es necesario hacer máxima la función L , y dado que una función alcanza su máximo en el mismo lugar que lo alcanza su logaritmo, por facilidad se maximiza la función logarítmica de verosimilitud.

$$LL = Ln \prod_{i=1}^n f(x_i; \theta) \quad (1.14)$$

Finalmente, al derivar esta expresión con respecto a cada uno de los parámetros; se obtendrán tantas ecuaciones como parámetros tengan la función. Y al igualar las ecuaciones a cero, se despejan los parámetros.

Así por ejemplo, si se desean calcular los parámetros de la distribución normal, por el método de máxima verosimilitud se tiene:

$$L = (x, \mu, \sigma^2) = L(x_i, \theta) = \prod_{i=1}^n f(x_i)$$

$$L = (x, \mu, \sigma^2) = \prod_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

$$L = (x, \mu, \sigma^2) = \frac{1}{(\sqrt{2\pi\sigma})^n} e^{-\frac{1}{2}\sum \left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

Tomando $\frac{\partial L}{\partial \hat{\mu}} = 0$, $\frac{\partial L}{\partial \hat{\sigma}^2} = 0$ y resolviendo conjuntamente

$$\hat{\mu} = \frac{1}{n} \sum x$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{1}{n} \sum (x_i - \bar{x})^2$$

En la Hidrología estadística, existen una gran variedad de funciones de distribución de probabilidad y cada una de ellas, presenta parámetros particulares, la función elegida será la de mejor ajuste.

El término denominado ajustar una función de distribución a una serie de datos (por ejemplo escurrimientos), identifica al procedimiento de intentar que alguna de las funciones represente de la mejor manera a la población de esos eventos. En este renglón, el lograr determinar cuál de las distribuciones es la mejor se logra al aplicar lo que se conocen con el nombre de pruebas de bondad de ajuste, entre las que se pueden mencionar: prueba Chi-cuadrada, de Kolmogorov-Smirnov y el Error Estándar de ajuste (Kite, 1988).

Por la facilidad y confiabilidad de la prueba, en este trabajo se utilizará el criterio del Error Estándar de ajuste, el cual se calcula como:

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - y_i)^2}{n - m} \right]^{1/2} \quad (1.15)$$

Donde

- x_i eventos registrados
- y_i eventos calculados
- n tamaño de la muestra
- m número de parámetros de la distribución de ajuste

Representando una medida del buen o mal ajuste de la función de probabilidad a los datos históricos

1.2 Distribuciones univariadas

Definamos una función de densidad univariada para una función realmente variada, la cual esta definida en el eje real $R(-\infty, \infty)$ y satisface:

$$f(x) \geq 0 \text{ para } -\infty < x < \infty \text{ (Función de densidad de probabilidad)}$$

$$F(X) = \int_{-\infty}^x f(x) dx = 1 \quad \text{(Distribución de probabilidad) (1.16)}$$

Una variable aleatoria X es absolutamente continua si y solo si existe una función de densidad f para la cual:

$$\Pr(a < x \leq b) = \int_a^b f(x) dx \quad (1.17)$$

para cualquier $a < b$

Dicha función de distribución asociada a la variable aleatoria X se define como la probabilidad de que dicha variable tome valores iguales o menores que un valor fijo X para toda x perteneciente al conjunto de los números reales.

A continuación se presentan las principales funciones de distribución de probabilidad $F(x)$ o de densidad $f(x)$ empleadas en la Hidrología, así como los parámetros que las caracterizan.

1.2.1 Distribución Normal

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (1.18)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}; -\infty < x < \infty \quad (1.19)$$

donde

μ parámetro de ubicación (media)

σ parámetro de escala (desviación estándar)

1.2.2 Distribución Lognormal de dos parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}x\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \quad (1.20)$$

Donde

μ_y parámetro de ubicación

σ_y parámetro de escala

para coeficiente de asimetría muestral $g > 0$ (Kite, 1988)

1.2.3 Distribución Lognormal de tres parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(x-x_0)\sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \quad (1.21)$$

donde

x_0 parámetro de ubicación

μ_y parámetro de ubicación

σ_y parámetro de escala

para coeficiente de asimetría $g > 0$ y $x > x_0$ (Kite, 1988)

1.2.4 Distribución General de Valores Extremos Tipo I (Gumbel)

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}} \quad ; \quad \alpha > 0 \quad x > 0 \quad (1.22)$$

donde

μ parámetro de ubicación

α parámetro de escala

1.2.5 Distribución General de Valores Extremos

$$F(x) = \exp \left[- \left[1 - \left(\frac{x-\mu}{\alpha} \right)^\beta \right]^{\frac{1}{\beta}} \right] \quad \alpha > 0; x > 0 \quad (1.23)$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \left(\frac{x-\mu}{\alpha} \right)^\beta \right]^{1/\beta-1} e^{-\left[1 - \left(\frac{x-\mu}{\alpha} \right)^\beta \right]^{\frac{1}{\beta}}} \quad -3 \leq \beta \leq 4 \quad (1.24)$$

Donde

μ parámetro de ubicación

α parámetro de escala

β parámetro de forma

Tipo I (Gumbel) $\beta \rightarrow 0$ y coeficiente de asimetría $g = 1.14$

Tipo II (Fréchet) $\beta \rightarrow 0; \mu + \frac{\alpha}{\beta} \leq x \leq \infty$ y coeficiente de asimetría $g > 1.14$

Tipo III Weibull $\beta > 0; -\infty < x < \mu + \frac{\alpha}{\beta}$ y coeficiente de asimetría $g < 1.14$

1.2.6 Distribución exponencial de un parámetro

$$F(x) = 1 - \beta e^{-\beta x} \quad (1.25)$$

$$f(x) = \beta e^{-\beta x} \quad (1.26)$$

donde

β parámetro de escala

1.2.7 Distribución exponencial de dos parámetros

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad (1.27)$$

$$f(x) = \frac{1}{\beta} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad (1.28)$$

donde

x_0 parámetro de ubicación

β parámetro de escala

1.2.8 Distribución Gama de dos parámetros

$$f(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)}; \quad \alpha > 0; \hat{\gamma}_x > 0 \quad (1.29)$$

$$f(x) = \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \quad (1.30)$$

donde

α parámetro de escala

β parámetro de forma

$\hat{\gamma}_x$ coeficiente de asimetría poblacional

coeficiente de asimetría muestral $g < 2$ (Kite, 1988)

1.2.9 Distribución Gama de tres parámetros (Pearson tipo III)

$$f(x) = \frac{1}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \left(\frac{(x-x_0)}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)}; \alpha > 0; \hat{\gamma}_x > 0; x_0 \leq x < \infty \quad (1.31)$$

Donde

x_0 parámetro de ubicación

α parámetro de escala

β parámetro de forma

$\hat{\gamma}_x$ coeficiente de asimetría poblacional

para coeficiente de asimetría muestral $g < 2$ (Kite, 1988)

1.2.10 Distribución Gumbel Mixta (dos poblaciones)

$$F(x) = p \exp^{-\exp\left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1}\right)} + (1-p) \exp^{-\exp\left(\frac{x-\mu_2}{\alpha_2}\right)} \quad (1.32)$$

$$f(x) = \frac{p}{\alpha_1} \exp^{-\exp\left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1}\right)} \exp\left(-\frac{x-\mu_1}{\alpha_1}\right) + \left(\frac{1-p}{\alpha_2}\right) \exp^{-\exp\left(\frac{x-\mu_2}{\alpha_2}\right)} \exp\left(-\frac{x-\mu_2}{\alpha_2}\right) \quad (1.33)$$

para $\alpha_1 > 0; x > 0; 0 < p < 1$

donde

μ_1 parámetro de ubicación de la 1ª población

α_1 parámetro de escala de la 1ª población

μ_2 parámetro de ubicación de la 2ª población

α_2 parámetro de escala de la 2ª población

p parámetro de asociación, el cual relaciona al tamaño de la 1ª población con el total de la muestra (N_1/N)

La función logarítmica de verosimilitud de esta distribución esta dada por:

$$LL = \sum \text{Ln} \left[\frac{p}{\alpha_1} \exp^{-\exp\left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1}\right)} \exp\left(-\frac{x-\mu_1}{\alpha_1}\right) + \left(\frac{1-p}{\alpha_2}\right) \exp^{-\exp\left(\frac{x-\mu_2}{\alpha_2}\right)} \exp\left(-\frac{x-\mu_2}{\alpha_2}\right) \right] \quad (1.34)$$

1.3 Distribuciones bivariadas

Como se ha comentado anteriormente, las distribuciones multivariadas consideran la información de varias estaciones con lo cual es posible mejorar la estimación de los eventos de diseño.

El análisis de frecuencias a través de distribuciones univariadas ha sido muy estudiado y empleado en la Hidrología moderna, sin embargo el estudio de las distribuciones multivariadas es un campo nuevo y poco estudiado. Los pioneros en los fundamentos teóricos de las distribuciones de valores extremos bivariadas, fueron Finkelstein en 1953, Gumbel y Tiago de Oliveira en 1958.

Una **distribución asintótica bivariada** tiene cuatro características principales, (Escalante. 1991).

1. Las distribuciones marginales son asintóticas extremas.
2. Cumple el postulado de estabilidad (distribución estable para los valores más grandes de la muestra).
3. Posee una función de densidad
4. Se elimina el caso trivial donde la distribución multivariada es el producto de sus distribuciones marginales extremas.

Si se toman dos variables aleatorias continuas e independientes X , Y , con la misma distribución conjunta, perteneciente a alguno de los casos de la distribución General de Valores Extremos, es posible asignarles transformaciones lineales de la forma:

$$X_n = a_n X_{max} + b_n \quad (1.35)$$

$$Y_n = c_n Y_{max} + d_n \quad (1.36)$$

La distribución conjunta de los valores máximos de X y Y pueden expresarse por:

$$F^n(x, y) = \Pr(\text{máx}Xi \leq x, \text{máx}Yi \leq y) \quad (1.37)$$

Para cuando $n \rightarrow \infty$ la función acumulada de esta distribución bivariada de valores extremos será:

$$F(x, y) = \lim_{n \rightarrow \infty} (a_n x + b_n, c_n y + d_n) \quad (1.38)$$

Dentro de las distribuciones bivariadas existen dos tipos: los modelos que cuentan con una función de densidad (diferenciables) y los no diferenciables. La estimación de parámetros se realiza de una manera más fácil en el caso de los modelos diferenciables, entre los que se encuentran los modelos logísticos y mezclados.

El modelo logístico considera que la diferencia de las variables reducidas tienen una distribución logística, siempre y cuando sus marginales sean distribuciones Gumbel. Debido a que pueden manejarse amplios rangos de coeficientes de correlación con este modelo, es ampliamente aconsejable en la solución de problemas de análisis de frecuencia en Hidrología (Escalante, 1991).

La forma general de este modelo es:

$$F(x, y, z, \dots, \theta) = \exp \left\{ - \left[(-\text{Ln}F(x))^m + (-\text{Ln}F(y))^m + (-\text{Ln}F(z))^m + \dots \right]^{1/m} \right\} \quad (1.39)$$

donde

$F(x), F(y), F(z)$ distribuciones marginales
 m parámetros de asociación.

Para $m = 1$ la función de distribución bivariada se reduce al producto de sus marginales

$$F(x, y, m) = F(x)F(y)$$

La expresión (1.39) debe satisfacer las siguientes desigualdades.

$$F(x_1), \dots, F(x_n) \leq F(x_1, \dots, x_n) \leq \min[F(x_1), \dots, F(x_n)]$$

$$\left[\prod_{i \neq j} F(x_i, x_j) \right]^{1/2(n-1)} \leq F(x_1, \dots, x_n) \leq \frac{\left[\prod_{i,j} F(x_i, x_j) \right]^{1/2}}{\left[\prod_i F(x_i) \right]^{n-2}}$$

Las marginales pueden ser:

Gumbel

$$F(s) = \exp^{-\exp\left(-\frac{s-\mu}{\alpha}\right)}$$

General de valores extremos

$$F(s) = \exp \left[- \left(1 - \left(\frac{s-\mu}{\alpha} \right)^\beta \right)^{1/\beta} \right]$$

Gumbel mixta

$$F(s) = p \exp \left\{ - \exp \left(\frac{s-\mu_1}{\alpha_1} \right) \right\} + (1-p) \exp \left\{ - \exp \left(\frac{s-\mu_2}{\alpha_2} \right) \right\}$$

Finalmente, si se desea el caso bivariado "Bigumbel" por ejemplo, se tendría:

$$F(x, y, \mu_1, \alpha_1, \mu_2, \alpha_2, m) = \exp \left\{ - \left[e^{-m \left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{y-\mu_2}{\alpha_2} \right)} \right]^{1/m} \right\}$$

$$f = (x, y, \theta) = \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} e^{-m \left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1} \right)} e^{-m \left(\frac{y-\mu_2}{\alpha_2} \right)} \left[e^{-m \left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{y-\mu_2}{\alpha_2} \right)} \right]^{1/m-2} \dots$$

$$\dots \left\{ (m-1) + \left[e^{-m \left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{y-\mu_2}{\alpha_2} \right)} \right]^{1/m} \right\} \exp \left\{ - \left[e^{-m \left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{y-\mu_2}{\alpha_2} \right)} \right]^{1/m} \right\}$$

donde el parámetro de asociación $m = 2$

La correspondiente función de verosimilitud de esta expresión estará dada por:

$$L(x, y, \theta) = \left[\prod_{i=1}^{n_1} f(p_i, \theta_1) \right]^{I_1} \left[\prod_{i=1}^{n_2} f(p_i, q_i, \theta_2) \right]^{I_2} \dots$$

$$\dots \left[\prod_{i=1}^{n_3} f(x, y, \theta_3) \right]^{I_3} \left[\prod_{i=1}^{n_4} f(r_i, s_i, \theta_4) \right]^{I_4} \left[\prod_{i=1}^{n_5} f(r_i, \theta_i) \right]^{I_5}$$

- $L()$ función de verosimilitud
- n_1 longitud del registro univariado antes del periodo común
- n_2 longitud del registro con relación bivariada antes del periodo común n_3
- n_3 longitud del registro durante el periodo común en las dos estaciones
- n_4 longitud del registro con relación bivariada después del periodo común n_3
- n_5 longitud del registro univariado antes del periodo común n_3
- P variable del registro univariado antes del registro común
- (p, q) variables relacionadas en forma bivariada antes del registro común
- (x, y) variables relacionadas en forma bivariada durante el periodo común
- r variable del registro univariado después del registro común
- (r, s) variables relacionadas en forma bivariada después del registro común

I_i número indicador con valor:
 $I_i = 1$ si $n_i > 0$ o $I_i = 0$ si $n_i = 0$
 θ_i vector de parámetros

Recordando la propiedad logarítmica de la función de verosimilitud, se tiene:

$$LL(x, y, \theta) = I_1 \left[\sum_{i=1}^{n1} Lnf(p_i, \theta_1) \right] + I_2 \left[\sum_{i=1}^{n2} Lnf(p_i, q_i, \theta_2) \right] + \dots$$

$$\dots + I_3 \left[\sum_{i=1}^{n3} Lnf(x, y, \theta_3) \right] + I_4 \left[\sum_{i=1}^{n4} Lnf(r_i, s_i, \theta_4) \right] + I_5 \left[\sum_{i=1}^{n5} Lnf(r_i, \theta_5) \right]$$

Los estimadores de máxima verosimilitud de los parámetros de distribuciones bivariadas son aquellos para los cuales esta ecuación es maximizada. Para obtener dichos estimadores se emplea el algoritmo de optimización no lineal multivariado restringido de Rosenbrock (Rosenbrock, 1960).

1.4 Prueba de homogeneidad

Como se ha comentado anteriormente, cuando se aplican funciones de distribución de probabilidad, es necesario que la muestra cumpla con tres requisitos importantes: 1.- Longitud de registro apropiada, 2.- Homogeneidad y 3.- Independencia.

Una serie de datos es llamada homogénea si la muestra procede de una población única. Si lo anterior no se cumple, se deben hacer ajustes o correcciones para volverla homogénea (Campos, 1998), de manera que las estimaciones estadísticas muestrales sean válidas para los parámetros poblacionales.

La homogeneidad de una serie se pierde por un sinnúmero de causas, las cuales pueden distinguirse dos grupos: los primeros debidas a cambios físicos en la propia estación y el segundo por las modificaciones o cambios en el medio ambiente. A continuación se mencionan algunas causas de pérdida de homogeneidad.

- a) Cambio en la localización de la estación
- b) Cambio en la forma de exposición de los equipos
- c) Cambio en el procedimiento de medición o reemplazo del operador
- d) Construcción de embalses en las cercanías
- e) Deforestación y reforestación en la zona
- f) Desecación de pantanos
- g) Apertura de nuevas áreas de cultivo en los alrededores
- h) Industrialización en áreas circundantes

Existen diversas pruebas estadísticas para probar si una serie es homogénea (Campos, 1998) como son, por ejemplo, Helmert, Wald-Wolfowitz, Cramer, t de Student, etc., en este trabajo se utilizara esta última.

Cuando la causa de la pérdida de homogeneidad de la serie es debida a un cambio abrupto en la media, la prueba paramétrica de la t de Student es útil; esta prueba es adecuada para detectar una inconsistencia en la media, y esta definida por la ecuación siguiente.

$$t_d = \frac{X_1 - X_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \quad (1.40)$$

donde

- X_1 media del primer periodo de registro
- X_2 media del segundo periodo de registro
- S_1^2 varianzas del primer periodo de registro
- S_2^2 varianzas del segundo periodo de registro
- n_1 número de registros del primer periodo
- n_2 número de registros del segundo periodo
- N número total de registros de la muestra

El valor absoluto de t_d se compara generalmente con el valor t de la distribución t de Student de dos colas y con $\nu = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y con un 5% de nivel de significancia. Los valores de t se muestran en la Tabla 1.1

Si y sólo si, el valor absoluto de t_d es mayor que el de t se concluye que la diferencia entre las medias, es una evidencia de inconsistencia o falta de homogeneidad.

Tabla 1.1 Distribución t de Student

* Prueba de una sola cola, ** Prueba de dos colas

GRADOS DE LIBERTAD	NIVEL DE SIGNIFICANCIA		GRADOS DE LIBERTAD	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	
	5%*	5%**		5%*	5%**
1	6.314	12.706	18	1.734	2.101
2	2.920	4.303	19	1.729	2.093
3	2.353	3.182	20	1.725	2.086
4	2.132	2.776	21	1.721	2.080
5	2.015	2.571	22	1.717	2.074
6	1.943	2.447	23	1.714	2.069
7	1.895	2.365	24	1.711	2.064
8	1.860	2.306	25	1.708	2.060
9	1.833	2.262	26	1.706	2.056
10	1.812	2.228	27	1.703	2.052
11	1.796	2.201	28	1.701	2.048
12	1.782	2.179	29	1.699	2.045
13	1.771	2.160	30	1.697	2.042
14	1.761	2.145	40	1.684	2.021
15	1.753	2.131	60	1.671	2.000
16	1.746	2.120	120	1.658	1.980
17	1.740	2.110	∞	1.645	1.960

1.5 Prueba de independencia de eventos

Cuando se aplican funciones de distribución de probabilidad, es necesario comprobar que los registros de las muestras que se van a estudiar sean aleatorias, esto es por ejemplo, que los registros de los escurrimientos en un río no estén regidos por alguna ley de demandas controlada por alguna presa o compuerta.

Para probar que la muestra esta conformada por variables aleatorias se construye el correlograma de la serie (gráfica que se forma al dibujar a r_k contra k) y se verifica mediante la prueba de Anderson (1941) que éste no exceda los límites de confianza. Si se obtiene que más del 10% de los coeficientes de correlación están fuera de los límites, entonces la muestra es **dependiente** y no aplica el análisis de frecuencia, si este fuera el caso se deberán de aplicar modelos determinísticos.

Para construir el correlograma se utiliza la expresión siguiente:

$$r_k = \frac{\sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x})}{\sum_{t=1}^N (x_t - \bar{x})^2} \quad (1.41)$$

donde

- k tiempo de retraso entre la pareja correlacionada (x_t, x_{t+k})
- \bar{x} media de la muestra
- X_t, X_{t+k} dato de la muestra en el tiempo t y $t+k$, respectivamente
- N tamaño de la muestra
- r_k coeficiente de autorrelación serial de retraso k

Por otra parte, Anderson recomienda usar los límites siguientes:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{N-k-1}}{N-k} \quad (1.42)$$

Finalmente, la prueba de independencia consiste en estimar los coeficientes r_k hasta un retraso $N-1$ y verificar si al menos del 10% de estos puntos quedan fuera de los límites de confianza (ec 1.42), si esto se cumple se dice que la muestra es dependiente por lo que no se deben de aplicar las leyes de probabilidad para su estimación, y un modelo determinístico será la mejor opción.

La función de autocovarianza mide el grado de dependencia lineal de una serie de tiempo. La autocovarianza C_k entre x_t y x_{t+k} puede ser determinada por:

$$c_k = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x}) \quad 0 \leq k < N \quad (1.43)$$

Donde

- C_k autocovarianza de retraso k
- k tiempo de retraso entre la pareja correlacionada (X_t, X_{t+k})
- \bar{x} media de la muestra
- N tamaño de la muestra.

Para el caso particular de $k = 0$, C_0 , se convierte en la varianza s^2 de ecuación 1.5. La autocovarianza de la muestra c_k de ecuación 1.43 es una estimación sesgada de la población de la función autocovarianza γ_k . Una estimación insesgada puede ser obtenida usando $(N-k)$ en lugar de N en el denominador de la ecuación 1.46. En cualquier caso tales estimadores son referidos como estimadores de series abiertas. Note que estos estimadores tienen solamente $N-k$ términos en el producto cruz de la ecuación 1.43. Una propuesta que considera N términos de productos cruz se llama propuesta de serie circular.

La medida dimensional de dependencia lineal es obtenida dividiendo c_k de ecuación 1.43 por c_0 . De esta operación resulta

$$r_k = \frac{c_k}{c_0} = \frac{\sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x})}{\sum_{t=1}^N (x_t - \bar{x})^2} \quad (1.44)$$

donde

r_k coeficiente de autocorrelación serial de retraso k

La gráfica que se forma al dibujar a r_k contra k es llamada correlograma. El coeficiente de autocorrelación de la muestra r_k es una estimación del coeficiente de población ρ_k . La medida simple de dependencia de tiempo mas corrientemente empleada en series es el primer coeficiente de correlación serial r_1 o ρ_1 para muestra o población, respectivamente.

Una alternativa para estimar la función de autocorrelación ρ_k es:

$$r_k = \frac{\sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x})}{\left[\sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})^2 \cdot \sum_{t=1}^{N-k} (x_{t+k} - \bar{x})^2 \right]^{1/2}} \quad (1.45)$$

donde

\bar{x}_t media de los primeros $N-k$ valores x_1, \dots, x_{N-k}

\bar{x}_{t+k} es la media de los últimos $N-k$ valores x_{k+1}, \dots, x_N

Las ecuaciones 1.44 y 1.45 dan $r_k = 1$ para $k = 0$, entonces el correlograma siempre inicia de la unidad en el origen. En general $-1 \leq r_k \leq +1$.

Límites de confianza. Las características de dependencia de series de tiempo han sido investigadas empleando básicamente dos cálculos y relaciones estadísticas: 1. El correlograma, que es una representación del dominio de tiempo, y 2.- El espectro, que es una representación del dominio de la frecuencia. Para una serie independiente el correlograma de la población es igual a cero, para $k = 0$, sin embargo, muestras independientes de series de tiempo, tienen fluctuaciones r_k alrededor de cero, debido a la variabilidad de las muestras, pero no son necesariamente igual a cero. En tal caso, esto usualmente determina los límites de probabilidad para el correlograma de series independientes. Anderson (1941) proporciona los límites

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{N-k-1}}{N-k} \quad (1.46)$$

y

$$r_k(99\%) = \frac{-1 \pm 2.326\sqrt{N-k-1}}{N-k} \quad (1.47)$$

Para el 95 y 99% nivel de probabilidad, respectivamente y N es el tamaño de la muestra.

La prueba de independencia consiste en estimar los coeficientes r_k , hasta un retraso $N-1$ y se verifica si menos del 10% de estos puntos quedan dentro de los límites de confianza (ecuaciones 1.46 y 1.47), si esto no se cumple se dice que la muestra es dependiente por lo que no se deben de aplicar las leyes de la probabilidad para su estimación, y un modelo determinístico será la mejor opción.

2 HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTÁNEO GEOMORFOLÓGICO (HUIG)

Uno de los métodos más empleados en hidrología para la determinación del escurrimiento que produce la lluvia es el llamado "hidrograma unitario instantáneo". Para obtener este tipo de hidrograma se requiere de información simultánea de lluvias y escurrimientos. Cuando no se dispone de la información anterior se puede obtener un hidrograma unitario instantáneo a partir de las características geomorfológicas de la cuenca en estudio. Varios investigadores han obtenido mediante la derivación analítica las ecuaciones de un hidrograma unitario instantáneo de este tipo que se denomina "geomorfológico" (HUIG). En el presente trabajo se describe el método para la obtención de este hidrograma y se aplica a la cuencas en estudio; se muestra el cálculo de los parámetros geomorfológicos para obtener su hidrograma unitario. Además, se compara el hidrograma unitario instantáneo obtenido a partir de información de lluvias y gastos, con el HUIG.

Para determinar los escurrimientos a la salida de una cuenca que son producidos por una tormenta se dispone de varios métodos conocidos como lluvia-escurrimiento.

Los métodos lluvia-escurrimiento se clasifican en tres grupos, de acuerdo con la información que requieren. En el primero están aquellos que se emplean datos de lluvia y de factores fisiográficos; sus resultados son los menos precisos que los de los otros tipos de procedimientos. Los del segundo grupo utilizan valores conocidos de la lluvia y del escurrimiento que genera y, los del tercer grupo, se basan en la información detallada de la cuenca y datos del suelo para simular el proceso físico de transformación de la lluvia en escurrimiento, con modelos matemáticos hechos especialmente para la zona de interés. Estos son los más aproximados a la realidad. Además, los métodos del segundo y tercer grupo se basan en el concepto de hidrograma unitario. Se denomina de esta forma al hidrograma de escurrimiento directo a la salida de la cuenca resultado de una precipitación efectiva de 1mm distribuida en toda el área de la cuenca con una cierta duración de tiempo.

Para obtener el escurrimiento que produce una tormenta con una lámina de lluvia efectiva h_e constante (a la que se le ha restado tanto la infiltración como la evaporación) durante un tiempo que generalmente es de varias horas, se puede emplear el hidrograma unitario de la cuenca en estudio a través de una convolución matemática junto con la altura lluvia efectiva h_e para una duración efectiva d_e .

Cuando la altura de lluvia efectiva varía en lapsos cortos (de varios minutos) se obtienen mejores estimaciones del escurrimiento. Para ello se emplea un hidrograma unitario deducido para una duración efectiva de lapsos cortos; lo anterior es el fundamento del llamado hidrograma unitario instantáneo.

En este trabajo se analiza un modelo lluvia-escurrimiento del tercer grupo, por lo que se describirán las bases para deducir un hidrograma unitario, para el caso en que no existan datos simultáneos de lluvia y escurrimiento; que se obtiene a partir de la

conformación de las corrientes de una cuenca. Será importante estudiar el conjunto de corrientes, sus longitudes y áreas que drenan, que contienen de modo implícito información relevante de la cuenca que se desea aprovechar. El hidrograma que se obtiene se le denomina hidrograma unitario instantáneo geomorfológico (HUIG).

Si bien, en ausencia de datos de escurrimiento se han sugerido hidrogramas unitarios sintéticos de forma triangular o tienen formas especiales (por ejemplo una gráfica adimensional en términos del gasto y tiempo de pico) no son del tipo instantáneo y, en ocasiones, los escurrimientos estimados no son lo suficientemente aproximados a los hidrogramas reales de la cuenca en estudio.

La precipitación y el escurrimiento que ocurren en una cuenca dependen principalmente de las características del suelo de la cuenca y de la distribución en el tiempo y espacio de la lluvia efectiva (la que contribuye al escurrimiento sobre la superficie del suelo).

El hidrograma unitario es un hidrograma de escurrimiento directo que produce una precipitación efectiva unitaria (la unidad más frecuentemente utilizada es el milímetro) distribuida uniformemente en la cuenca y en un tiempo de duración d . Para establecer el hidrograma unitario instantáneo geomorfológico es conveniente puntualizar algunos aspectos referentes a las corrientes superficiales que existen dentro de la cuenca.

2.1 Orden de la red de drenaje de una cuenca

Al conjunto de cauces que transportan la lluvia no infiltrada en una cuenca, hacia la parte más baja de la misma, se le llama sistema de drenaje de la cuenca. A cada cauce que forma parte de un sistema de drenaje se le denomina corriente. En el sistema de drenaje de una cuenca, se les llama fuentes o nodo, exteriores a los puntos más altos de las corrientes en las partes más elevadas de la cuenca y salida al punto más bajo de todas las corrientes de la cuenca. Al punto donde dos corrientes se juntan se le llama nodo interior.

Para su estudio, las corrientes de una sistema de drenaje pueden ser numeradas u ordenadas de acuerdo con el esquema de Horton-Strahler que se resume en los siguientes pasos:

1. Las corrientes que se originan en una fuente son de primer orden.
2. Cuando se unen dos corrientes de orden i , se crea una corriente de orden $i+1$.
3. Cuando dos corrientes de ordenes distintos se juntan, la corriente inmediata aguas abajo retiene el orden mayor de las dos corrientes que se unieron.

En la fig 2.1 se presenta una red de drenaje hipotética de tercer orden de una cuenca, utilizada por Strahler (1957).

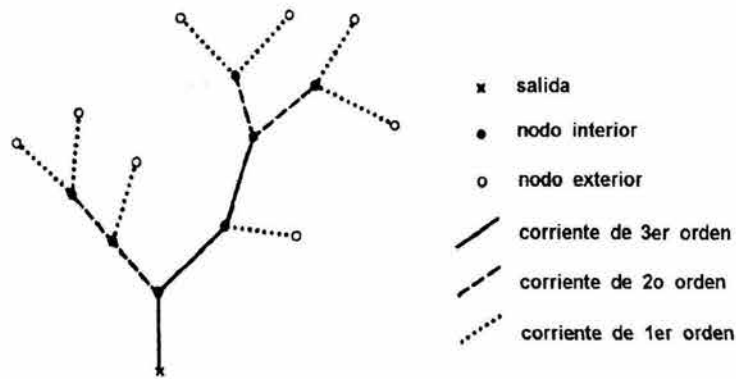


Fig 2.1 Sistema de ordenación de corrientes de Strahler

2.2 Leyes de Horton

Usando el sistema de ordenación de Strahler, Horton (1945) sugirió varias leyes empíricas, las cuales han sido confirmadas en muchas ocasiones. A continuación se presenta las expresiones de las leyes de Horton

1. Ley del número de corrientes

$$R_B = \frac{N_{\omega-1}}{N_{\omega}} \quad (2.1)$$

donde

R_B Razón de bifurcación de Horton, para cuencas naturales suele tener un valor entre 3 y 5.

N_{ω} Número de corrientes de orden ω en la cuenca.

Una grafica del logaritmo de N_{ω} contra ω produce aproximadamente una línea recta con pendiente negativa, la magnitud de esa pendiente es el logaritmo de R_B .

2. Ley de las longitudes de corrientes

$$R_L = \frac{\bar{L}_{\omega}}{\bar{L}_{\omega-1}} \quad (2.2)$$

donde

R_L Razón de longitud de corriente de Horton, su valor se encuentra entre 1.5 y 3.

\bar{L}_ω Longitud media de la corriente de orden ω .

3. Ley de las áreas de drenaje

$$R_A = \frac{\bar{A}_\omega}{\bar{A}_{\omega-1}} \quad (2.3)$$

donde

R_A Razón de área de cuenca de Strahler, ya que $\bar{A}_{\omega-1} < \bar{A}_\omega$ se ha observado que toma un valor entre 3 y 6.

\bar{A}_ω Area promedio que drena hacia la corriente de ω .

Los valores medios referidos antes se calculan mediante estas expresiones:

$$\bar{L}_\omega = \frac{1}{N_\omega} \sum_{i=1}^{N_\omega} L_{\omega_i} \quad (2.4)$$

$$\bar{A}_\omega = \frac{1}{N_\omega} \sum_{i=1}^{N_\omega} A_{\omega_i} \quad (2.5)$$

donde

L_{ω_i} es la longitud de una corriente de orden ω . Se debe notar que para determinar el número de corrientes de cada orden y su longitud, se debe considerar que una corriente de orden mayor a uno, termina hasta encontrar una corriente igual o mayor orden.

A_{ω_i} es el área que contribuye al escurrimiento de una corriente de orden ω y no el área de la región superficial que drena directamente a la corriente de orden ω , solamente.

Varios investigadores han tratado de interpretar (o definir) las leyes de Horton en función de la sugerencia de que las longitudes de los enlaces internos y externos de una red de drenaje son variables aleatorias, pero Shreve (1969) en base en esta suposición, demostró que las leyes de Horton no son más que el resultado de la aplicación de la ordenación a un conjunto de redes aleatorias de canales. Los valores de las leyes o razones de Horton son únicos para cada cuenca en estudio por lo que se

pueden considerar como parámetros geomorfológicos de su geometría y forma.

La resolución (escala) de los planos que se utilicen en la identificación de la cuenca en estudio es muy importante, dado que si la resolución del plano es baja, la cuenca en estudio será de un orden menor a la reportada por un plano de mayor resolución.

Cuando los valores las leyes de Horton no se encuentren entre los valores arriba mencionados, será necesario revisar la red de drenaje de nuestra cuenca en estudio, de tal forma que se debe de corroborar que las longitudes de las corrientes de orden uno sean menores a las longitudes de las corrientes de orden dos y éstas sean menor a las longitudes de las corrientes de orden tres, y así consecutivamente según el orden de la cuenca en estudio. Al corroborar lo anterior garantizamos que las áreas tributarias de las corrientes de orden uno son menores a las áreas tributarias de las corrientes de orden dos, y como en las longitudes, consecutivamente según el orden de la cuenca. También hay que corroborar que el número de corrientes de orden uno sea mayor al número de corrientes de orden dos y éste mayor al número de corrientes de orden tres, y así consecutivamente. La cuenca en estudio debe parecer esquemáticamente a la figura 2.1.

Para obtener el escurrimiento que produce la lluvia en cuencas que no tienen mediciones simultáneas de precipitación y gastos, se puede recurrir a hidrogramas unitarios sintéticos. La mayoría de estos hidrogramas fueron obtenidos en cuencas con información hidrológica suficiente y tienen una forma que depende del gasto y tiempo de pico definidos.

Para mejorar la formulación de esta clase de hidrogramas unitarios conviene tomar en cuenta más información como es la relativa a la red de drenaje de la cuenca vista en el punto anterior, con lo cual se plantea el llamado hidrograma unitario instantáneo geomorfológico (huig).

Este hidrograma unitario se relaciona con la función de densidad de probabilidad del tiempo de viaje de las gotas de lluvia no infiltradas desde que caen en la cuenca, hasta la salida de ésta.

2.3 Tiempos de viaje

El movimiento de las gotas a través de la cuenca va teniendo transiciones, de las corrientes de orden más bajo a las de orden mas alto. Una transición se define como un cambio de estado, donde el estado ω es el orden de la corriente donde la gota esta viajando.

Para definir los estados de las gotas de lluvia se establecen las siguientes reglas:

Regla 1.- Para una gota que cae en una ladera, su estado correspondiente es a_{ω} , donde ω es el orden de la corriente asociada.

Regla 2.- Del estado a_ω necesariamente se pasa al estado r_ω correspondiente, donde r_ω es el estado en el cual la gota ya fluye por una corriente de orden ω

Regla 3.- De un estado r_ω se puede pasar a cualquier estado r_j , $si\ j > \omega$

Regla 4.- Necesariamente se pasa por r_Ω y de ahí, con probabilidad de 1 al estado $\Omega+1$ que es la salida.

Sea la cuenca de la figura 2.2 en la que se han marcado las laderas y las corrientes del sistema de drenaje de la cuenca. Considérese una trayectoria S_i la cual se refiere a una lista formada por el estado inicial y los estados por los que pasó una gota en el sistema de drenaje de la cuenca hasta llegar a su salida. Al conjunto de las trayectorias posibles en una cuenca se le representa como S .

Para la cuenca de orden tres mostrada en la fig 2.2, el máximo número de trayectorias es cuatro las cuales se representan como S_1, S_2, S_3, S_4 y cada uno de ellas incluye a los estados que se exponen a continuación:

- $S_1: a_1 \longrightarrow r_1 \longrightarrow r_2 \longrightarrow r_3 \longrightarrow salida$
- $S_2: a_1 \longrightarrow r_1 \longrightarrow r_3 \longrightarrow salida$
- $S_3: a_2 \longrightarrow r_2 \longrightarrow r_3 \longrightarrow salida$
- $S_4: a_3 \longrightarrow r_3 \longrightarrow salida$

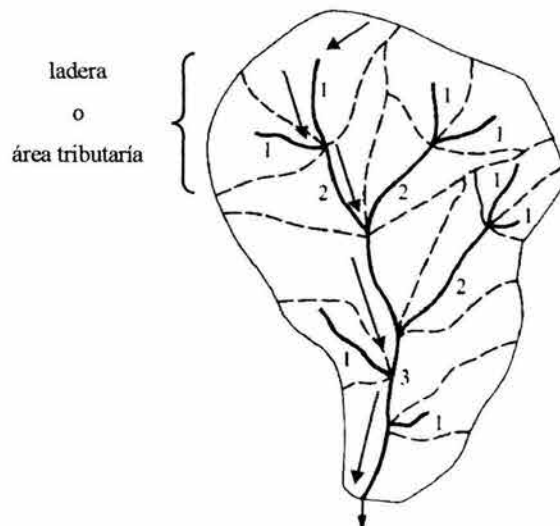


Fig 2.2 Cuenca de orden tres

En la fig 2.2 hay seis trayectorias tipo S_1 , que se puede hallar fácilmente, las fechas indican una de las trayectorias tipo S_1 .

2.4 Densidad de probabilidad del tiempo de escurrimiento de una gota

Se entiende por tiempo de escurrimiento T_i de la trayectoria S_i a la suma de los tiempos de escurrimiento T_{a_j} por la ladera de la cuenca en la que cayó la gota de lluvia y los de cada corriente T_{r_j} de dicha trayectoria.

Por ejemplo, para la cuenca de orden tres se tienen los tiempos de escurrimiento que se apuntan después de cada trayectoria S_i . Así,

$$S_1: a_1 \longrightarrow r_1 \longrightarrow r_2 \longrightarrow r_3 \longrightarrow \text{salida}$$

$$T_1 = T_{a_1} + T_{r_1} + T_{r_2} + T_{r_3}$$

$$S_2: a_1 \longrightarrow r_1 \longrightarrow r_3 \longrightarrow \text{salida}$$

$$T_2 = T_{a_1} + T_{r_1} + T_{r_3}$$

$$S_3: a_2 \longrightarrow r_2 \longrightarrow r_3 \longrightarrow \text{salida}$$

$$T_3 = T_{a_2} + T_{r_2} + T_{r_3}$$

$$S_4: a_3 \longrightarrow r_3 \longrightarrow \text{salida}$$

$$T_4 = T_{a_3} + T_{r_3}$$

Hay que recordar que no necesariamente T_{a_1} vale lo mismo en S_1 y S_2 ya que hay seis posibles trayectorias que inician de la misma forma.

Como no es posible establecer una regla fija para obtener los tiempos de viaje en las laderas o corrientes debido a la diversidad de sus características físicas, los tiempos de viaje se consideran variables aleatorias con funciones de densidad de probabilidad $f_{a_i}(t)$ o $f_{r_i}(t)$ según se trate de una ladera o una corriente de la red de drenaje de la cuenca.

Las funciones de densidad de probabilidad de interés se plantean en términos del concepto de convolución de dos funciones del tiempo. La *convolución* entre dos funciones $f(t)$ y $g(t)$, que se representa como $f(t)*g(t)$ corresponde a la siguiente expresión matemática:

$$f(t) * g(t) = \int_0^t f(t_i)g(t-t_i)dt_i \quad (2.6)$$

La función de densidad de probabilidad del tiempo de viaje en la trayectoria S_i que considera en la ladera de corriente de orden ω se obtiene como la convolución de las funciones de densidad de los tiempos de recorrido en la ladera $f_{a_i}(t)$ y en cada corriente i de la trayectoria $f_{r_i}(t)$.

De esta manera, se plantea que la función de densidad de la trayectoria S_i está dada como :

$$f_{T_s}(t) = f_{T_{a_i}} * f_{T_{r_1}}(t) * \dots * f_{T_{r_n}}(t) \quad (2.7)$$

Así para las trayectorias S_1 a S_4 descritas en la cuenca de orden tres de la fig. 2.2, se tendrían las funciones de densidad que se muestran a continuación:

$$\left. \begin{aligned} f_{TS_1}(t) &= f_{Ta_1}(t) * f_{Tr_1}(t) * f_{Tr_2}(t) * f_{Tr_3}(t) \\ f_{TS_2}(t) &= f_{Ta_1}(t) * f_{Tr_1}(t) * f_{Tr_3}(t) \\ f_{TS_3}(t) &= f_{Ta_2}(t) * f_{Tr_2}(t) * f_{Tr_3}(t) \\ f_{TS_4}(t) &= f_{Ta_3}(t) * f_{Tr_3}(t) \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

De acuerdo con la definición de convolución (ec. 2.6), las expresiones anteriores son equivalentes a las siguientes ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} f_{TS_1}(t) &= \int_0^t \int_0^{t_2} \int_0^{t_3} f_{Ta_1}(t_1) f_{Tr_1}(t_2-t_1) dt_1 f_{Tr_2}(t_3-t_2) dt_2 f_{Tr_3}(t-t_3) dt_3 \\ f_{TS_2}(t) &= \int_0^t \int_0^{t_2} f_{Ta_1}(t_1) f_{Tr_1}(t_2-t_1) dt_1 f_{Tr_3}(t-t_2) dt_2 \\ f_{TS_3}(t) &= \int_0^t \int_0^{t_2} f_{Ta_2}(t_1) f_{Tr_2}(t_2-t_1) dt_1 f_{Tr_3}(t-t_2) dt_2 \\ f_{TS_4}(t) &= \int_0^t f_{Ta_3}(t_1) f_{Tr_3}(t-t_1) dt_1 \end{aligned} \right\} \quad (2.9)$$

2.5 Función de distribución de probabilidad del tiempo de viaje de una gota por una trayectoria

La función de distribución de probabilidad del tiempo de recorrido de una gota por la trayectoria S_i está dada por

$$P(T_i \leq t) = \int_0^t f_i(t) dt \quad (2.10)$$

2.6 Función de distribución de probabilidad del tiempo de viaje de una gota en la cuenca

La distribución de probabilidad del tiempo de viaje de una gota de lluvia desde que cae en la cuenca hasta su salida se plantea como

$$P(T_B \leq t) = \sum_{S_i \in S} P(T_i \leq t) P(S_i) \quad (2.11)$$

donde T_B es el tiempo de viaje de la gota en la cuenca. T_i es el tiempo de recorrido de una gota en la trayectoria S_i y $P(S_i)$ es la probabilidad de que una gota tome la trayectoria S_i .

Para la cuenca de orden tres esta función queda planteada como:

$$P(T_B \leq t) = P(T_{S_1} \leq t)P(S_1) + P(T_{S_2} \leq t)P(S_2) + P(T_{S_3} \leq t)P(S_3) + P(T_{S_4} \leq t)P(S_4) \quad (2.12)$$

2.7 Probabilidad de seguir una trayectoria

La probabilidad de seguir una trayectoria S se calcula con la siguiente expresión

$$P(S_i) = \theta_i P_{ij} P_{jk} \dots P_{i\Omega} \quad (2.13)$$

donde θ_i es la probabilidad de que la gota caiga en una ladera adyacente a la corriente de orden i y P_{ij} es la probabilidad de que exista una transición de la corriente de orden i a una de orden j .

Rodríguez-Iturbe y Valdez (1979) mostraron que las probabilidades citadas son función de la geomorfología y geometría de la cuenca. Una interpretación física de estas probabilidades se establece de este modo:

$$\theta_i = \frac{A_{D_i}}{A} \quad (2.14)$$

$$P_{ij} = \frac{N_{ij}}{N_j} \quad (2.15)$$

donde

A_{D_i} área de la ladera que drena directamente a la corriente de orden i

A área total de la cuenca

N_{ij} número de corrientes de orden m que se conecta a corrientes de orden j .
 N_j número de corrientes de orden j .

Las probabilidades de transición P_{ij} pueden ser aproximadas en función del número de corrientes de Strahler de orden N_j , usando la expresión dada por Gupta et al. (1980), que se anota a continuación:

$$P_{ij} = \frac{(N_i - 2N_{i+1})E(j, \Omega)}{\sum_{k=i+1}^{\Omega} E(k, \Omega)N_i} + \frac{2N_{i+1}}{N_i} \delta_{i+1, j} \quad 1 \leq i \leq j \leq \Omega \quad (2.16)$$

donde

$\delta_{i+1, j} = 1$, si $j = i + 1$ y 0 en caso contrario.

$E(i, \Omega)$ representa la esperanza matemática o el número promedio de enlaces interiores de orden i en la red de drenaje de orden Ω ; según Smart (1972) se calcula mediante:

$$E(i, \Omega) = N_i \prod_{j=2}^i \frac{N_{j-1} - 1}{2N_j - 1} \quad i = 2, \dots, \Omega \quad (2.17)$$

Se llama enlace interior al tramo de la red de canales entre dos nodos sucesivos o entre la salida y el primer nodo aguas arriba.

Similarmente, la probabilidad de que una gota caiga en una ladera asociada a una corriente de orden ω puede ser aproximada usando la siguiente expresión:

$$\theta_1 = \frac{N_1 \bar{A}_1}{A_{\Omega}}$$

$$\theta_{\omega} = \frac{N_{\omega}}{A_{\Omega}} \left(\bar{A}_{\omega} - \sum_{j=1}^{\omega-1} \bar{A}_j \left(\frac{N_j P_{j\omega}}{N_{\omega}} \right) \right), \quad \omega = 2, \dots, \Omega \quad (2.18)$$

Las ecuaciones 2.16 y 2.18 consideran propiedades de la cuenca, así como algunos términos estadísticos de la misma. Van Der Tak (1988) demostró que la ecuación 2.16 es ligeramente inexacta debido a que se supone que las transiciones desde corrientes de orden i a las corrientes de orden j son distribuidas uniformemente entre todas las trayectorias i a j , en proporción directa al número de corrientes de cada orden j e i . Lo mismo se puede decir de la ecuación 2.18 ya que supone que el área que contribuye a la corriente de orden j tiene una distribución uniforme entre los distintos tipos de trayectorias de corrientes. Afortunadamente, los errores mencionados son relativamente pequeños.

La mas seria dificultad son las pequeñas probabilidades negativas que pueden ocurrir para θ_w , para corrientes de orden alto. Cuando ello ocurre se hace un ajuste a la distribución de θ_w .

En las tablas 2.1 a la 2.3 se presentan una lista completa de las probabilidades iniciales y de transición para cuencas de orden tres, cuatro y cinco.

De este modo, la función de distribución de probabilidad de los tiempos de viaje en la cuenca, $P(T_B \leq t)$ quedan completamente definidos en términos de las características geomorfológicas R_A y R_B y las funciones de densidad de probabilidad de tiempo de viaje $f_{r_i}(t)$ correspondiente a la gota en una trayectoria S_i .

El hidrograma unitario instantáneo geomorfológico se define como la función de densidad de probabilidad de T_B y por tanto

$$h_B(t) = dP(T_B \leq t) / dt = \sum_{s_i \in S} f_{r_i}(t) * \dots * f_{r_{\Omega}}(t) P(S) \quad (2.19)$$

donde $f_{r_i}(t)$ es la función de densidad de T_{r_i} .

Es decir, el HUIG es una función de varios tipos de probabilidad: 1) la probabilidad de la caída de una gota en la cuenca que drena hacia una corriente de orden dado, 2) de las probabilidades de transición de una corriente de un orden a otro que son funciones de las características geomorfológicas R_A y R_B , y 3) de la distribución de los tiempos de viaje o de traslado de una en las corrientes hacia otro orden.

Tabla 2.1 Probabilidades iniciales y de transición para una cuenca de orden tres (Rodríguez-Iturbe y Valdes, 1979)

$\theta_1 = \frac{R_B^2}{R_A^2}$	$P_{12} = \frac{R_B^2 + 2 R_B - 2}{2 R_B^2 - R_B}$
$\theta_2 = \frac{R_B}{R_A} - \frac{R_B^3 + 2 R_B^2 - 2 R_B}{R_A^2 (2 R_B - 1)}$	$P_{13} = \frac{R_B^2 - 3 R_B + 2}{2 R_B^2 - R_B}$
$\theta_3 = 1 - \frac{R_B}{R_A} - \frac{R_B (R_B^2 - 3 R_B + 2)}{R_A^2 (2 R_B - 1)}$	$P_{23} = 1$

2.7.1 Uso de la función de probabilidad exponencial para el tiempo de traslado de una gota

Rodríguez-Iturbe (1979) introdujo la idea de que el tiempo de viaje en un cauce de

orden ω obedece a una función de densidad exponencial

$$f_{T_{r_{\omega}}}(t) = K_{\omega} e^{-K_{\omega} t} \quad (2.20)$$

donde K_{ω} está dado como

$$K_{\omega} = \frac{V}{\bar{L}} \quad (2.20a)$$

donde V es la velocidad del flujo asociada al gasto de pico en la corriente de orden ω y \bar{L} es la longitud promedio de las corrientes del mismo orden.

Tabla 2.2 Probabilidades iniciales y de transición para una cuenca de orden cuatro (Eslava, 1997)

$\theta_1 = \frac{R_B^3}{R_A^3}$	$P_{12} = \frac{R_B^3 + 2 R_B^2 - 2}{2 R_B^3 - R_B}$
$\theta_2 = \frac{R_B^2}{R_A^2} - \frac{R_B^5 + 2 R_B^4 - 2 R_B^2}{R_A^3 (2 R_B^2 - 1)}$	$P_{13} = \frac{(R_B^3 - 2 R_B^2) (R_B^2 - 1)}{(2 R_B^3 - R_B) (2 R_B^2 - R_B)}$
$\theta_3 = \frac{R_B}{R_A} - \frac{R_B^3 + 2 R_B^2 - 2 R_B}{R_A^2 (2 R_B - 1)} - \frac{R_B (R_B^3 - 2 R_B^2) (R_B^2 - 1)}{R_A^3 (2 R_B^2 - 1) (2 R_B - 1)}$	$P_{14} = \frac{(R_B^2 - 2 R_B) (R_B^2 - 1) (R_B - 1)}{(2 R_B^3 - R_B) (2 R_B^2 - R_B)}$
$\theta_4 = 1 - \frac{R_B}{R_A} - \frac{1}{R_A^2} \left[\frac{R_B (R_B^2 - 3 R_B + 2)}{2 R_B - 1} \right] - \frac{1}{R_A^3} \left[\frac{R_B (R_B^2 - 2 R_B) (R_B^2 - 1) (R_B - 1)}{(2 R_B^2 - 1) (2 R_B - 1)} \right]$	$P_{23} = \frac{R_B^2 + 2 R_B - 2}{2 R_B^2 - R_B}$ $P_{24} = \frac{R_B^2 - 3 R_B + 2}{2 R_B^2 - R_B}$
	$P_{34} = 1$

Como la ecuación es un poco complicada, Rodríguez-Iturbe (1979) sugirió una forma triangular del hidrograma unitario instantáneo, especificando el tiempo y gasto de pico. Estas características fueron obtenidas con regresiones ajustadas a la solución analítica de la ecuación 2.19, y están dadas por la ecuaciones:

Tabla 2.3 Probabilidades iniciales y de transición para una cuenca de orden cinco (Eslava, 1997)

$$\theta_1 = \frac{R_B^4}{R_A^4}$$

$$\theta_2 = \frac{R_B^3}{R_A^3} - \frac{R_B^7 + 2 R_B^6 - 2 R_B^3}{R_A^4 (2 R_B^3 - 1)}$$

$$\theta_3 = \frac{R_B^2}{R_A^2} - \frac{R_B^5 + 2 R_B^4 - 2 R_B^2}{R_A^3 (2 R_B^2 - 1)} - \frac{R_B^2 (R_B^4 - 2 R_B^3) (R_B^3 - 1)}{R_A^4 (2 R_B^3 - 1) (2 R_B^2 - 1)}$$

$$\theta_4 = \frac{R_B}{R_A} - \frac{1}{R_A^2} \left[\frac{R_B (R_B^2 + 2 R_B - 2)}{2 R_B - 1} \right] - \frac{1}{R_A^3} \left[\frac{R_B (R_B^3 - 2 R_B^2) (R_B^2 - 1)}{(2 R_B^2 - 1) (2 R_B - 1)} \right] - \frac{1}{R_A^4} \left[\frac{R_B (R_B^4 - 2 R_B^3) (R_B^3 - 1) (R_B^2 - 1)}{(2 R_B^3 - 1) (2 R_B^2 - 1) (2 R_B - 1)} \right]$$

$$\theta_5 = 1 - \frac{R_B}{R_A} - \frac{R_B^2}{R_A^2} P_{35} - \frac{R_B^3}{R_A^3} P_{25} - \frac{R_B^4}{R_A^4} P_{15}$$

$$P_{12} = \frac{R_B^4 + 2 R_B^3 - 2}{2 R_B^4 - R_B}$$

$$P_{13} = \frac{(R_B^4 - 2 R_B^3) (R_B^3 - 1)}{(2 R_B^4 - R_B) (2 R_B^3 - R_B)}$$

$$P_{14} = \frac{(R_B^4 - 2 R_B^3) (R_B^3 - 1) (R_B^2 - 1)}{(2 R_B^4 - R_B) (2 R_B^3 - R_B) (2 R_B^2 - R_B)}$$

$$P_{15} = \frac{(R_B^4 - 2 R_B^3) (R_B^3 - 1) (R_B^2 - 1) (R_B - 1)}{R_B (2 R_B^4 - R_B) (2 R_B^3 - R_B) (2 R_B^2 - R_B)}$$

$$P_{23} = \frac{R_B^3 + 2 R_B^2 - 2}{2 R_B^3 - R_B}$$

$$P_{24} = \frac{(R_B^3 - 2 R_B^2) (R_B^2 - 1)}{(2 R_B^3 - R_B) (2 R_B^2 - R_B)}$$

$$P_{25} = \frac{(R_B^3 - 2 R_B^2) (R_B^2 - 1) (R_B - 1)}{R_B (2 R_B^3 - R_B) (2 R_B^2 - R_B)}$$

$$P_{34} = \frac{R_B^2 + 2 R_B - 2}{2 R_B^2 - R_B}$$

$$P_{35} = \frac{R_B^2 - 3 R_B + 2}{2 R_B^2 - R_B}$$

$$P_{45} = 1$$

$$q_p = \frac{1.31}{L_\Omega} R_L^{0.43} V$$

$$t_p = \frac{0.44 L_\Omega}{V} \left(\frac{R_B}{R_A} \right)^{0.55} R_L^{-0.38} \quad (2.21)$$

donde L_Ω es la longitud en km de la corriente de mayor orden, V la velocidad característica en m/s, q_p gasto de pico en l/h, y t_p tiempo de pico en h.

Una de las dificultades del hidrograma unitario geomorfológico es la obtención de la velocidad de pico V . Cuando se expresa en función de la intensidad de la lluvia efectiva y de la duración, puede ser eliminada de las ecuaciones. De este modo, se puede escribir que

$$q_p = \frac{0.871}{\prod_i^{0.4}} \quad (2.22)$$

$$t_p = 0.585 \prod_i^{0.4} \quad (2.23)$$

donde

$$\prod_i = \frac{L_\Omega^{2.5}}{i_r A_\Omega R_L \alpha_\Omega^{1.5}} \quad (2.24)$$

$$\alpha_\Omega = \frac{1}{n b_\Omega^{2/3}} S_\Omega^{1/2} \quad (2.25)$$

donde i_r es la intensidad de lluvia efectiva media y n es el coeficiente de rugosidad de la formula de Manning. Además b_Ω y S_Ω son el ancho y pendiente del cauce de mayor orden, respectivamente.

Suponiendo un hidrograma unitario triangular q_p y t_p , y convolucionando con una intensidad de lluvia efectiva de una tormenta uniforme rectangular de intensidad i_r y duración t_r (Fig. 2.3), se obtienen las expresiones siguientes de gasto de pico y gasto del hidrograma:

$$\frac{Q_p}{Q_e} = t_r q_p \left(1 - \frac{t_r q_p}{4} \right) \quad t_r \leq t_c \leq t_B \quad (2.26)$$

$$Q_p = Q_e = i_r A \quad t_r = t_c \quad (2.27)$$

donde t_b es el tiempo base del hidrograma unitario instantáneo, el cual se igual al tiempo de concentración de la cuenca.

Sustituyendo 2.22 y 2.23 en las dos ecuaciones anteriores se llega a

$$Q_p = 2.42 \frac{i_r A_{\Omega} t_r}{\prod_i^{0.4}} \left(1 - \frac{0.218 t_r}{\prod_i^{0.4}} \right) \quad (2.28)$$

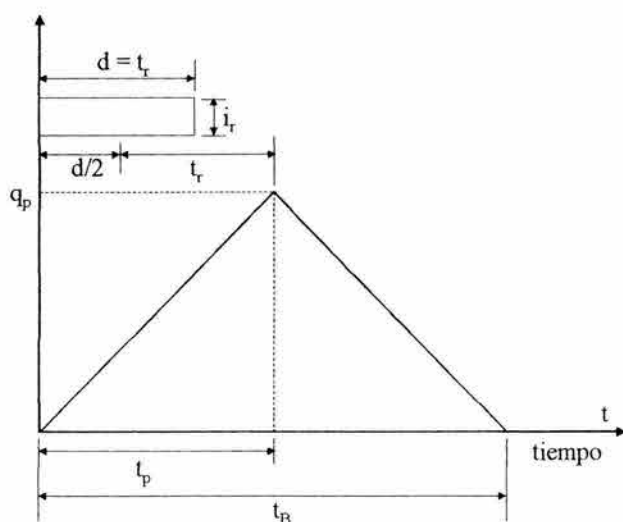


Fig 2.3 Hidrograma unitario triangular

El tiempo del gasto de pico propuesto por Rodríguez-Iturbe et al. (1982) es

$$T_p = 0.585 \prod_i^{0.4} + 0.75 t_r \quad (2.29)$$

Las expresiones anteriores son muy útiles para determinar de una forma muy sencilla un hidrograma de escurrimiento directo de forma triangular. Estas expresiones dependen de datos geomorfológicos de la cuenca en estudio y de la intensidad de la precipitación en estudio.

3 ANÁLISIS REGIONAL HIDROLÓGICO

Cuando se requiere estimar los eventos de diseño en un sitio en particular que cuenta con poca o nula información hidrométrica, se puede hacer uso de las técnicas regionales de análisis hidrológico (Cunnane, 1988), las cuales transfieren información desde sitios vecinos hacia la zona de estudio. Generalmente, estas técnicas requieren de una cantidad importante de información, la cual en muchas ocasiones no es fácil de obtener; sin embargo, han demostrado ser un excelente medio para reducir la incertidumbre inherente a la estimación de eventos de diseño.

Una parte importante de cualquier análisis regional hidrológico es la determinación del número de estaciones que deben proporcionar la información para la construcción del mejor modelo de estimación.

El análisis regional hidrológico trata sobre la transferencia de datos dentro de una región homogénea lo que permite la estimación de eventos de diseño en un sitio o cuencas no aforadas.

La forma de delimitar regiones homogéneas, reviste vital importancia para la transferencia de información, ya que la selección del método más apropiado y de la técnica de análisis regional utilizada para estimar los eventos de diseño, dependerá la calidad de los resultados para cuencas no aforadas.

El análisis regional hidrológico se utiliza frecuentemente en zonas donde se tiene escasa o nula información hidrológica. Las técnicas regionales son utilizadas para producir eventos de diseño más confiables que aquellos obtenidos con solo la información del sitio en estudio.

Debido a la necesidad de conocer la magnitud de las avenidas para obtener eventos de diseño en sitios con escasa o nula información hidrológica, se debe recurrir a las técnicas de estimación regional. Estas técnicas están basadas en los procesos de transferencia de información representando una buena alternativa en el caso de sitios no aforados. Las técnicas exploradas en este capítulo son estaciones año, avenida índice, correlación y regresión múltiple; la aplicación de estas técnicas se debe a que son las más empleadas en la práctica.

Existen otras técnicas para el análisis regional de eventos extremos (Cunnane, 1988) entre las que destacan:

- Método basado en los momentos adimensionales.
- Método de extensión de registros (estimación común)
- Método del United States Water Resources Council.
- Método de inferencia Bayesiana.
- Método basado en la estandarización de los momentos de probabilidad pesada(PCEV).
- Método que utiliza la distribución de valores extremos de 2 componentes (TCEV).

- Aplicación regional de la transformación normalizante de BOX-COX (de primera y doble potencia).
- Estimación simultánea de los parámetros en sitio y en la región.

Las técnicas regionales requieren que la información proveniente de las estaciones involucradas en el análisis tenga un comportamiento homogéneo de alguna manera cuantificable. Para lograr esto es necesario la aplicación de alguna técnica de delimitación de regiones homogéneas como el geográfico, trazos multidimensionales, agrupamiento mediante coeficientes de variación, región de influencia u algún otro.

Las técnicas regionales que se aplicarán en este trabajo han sido ampliamente usadas en el análisis de eventos extremos máximos, los cuales se describen a continuación.

Estas técnicas de estimación regional han sido ampliamente utilizadas en la práctica hidrológica en la obtención de gastos máximos para diferentes periodos de retorno en sitios con escasa o nula información hidrométrica

3.1 Estaciones-año

Este método considera el tratamiento de una sola muestra de datos conformada por un registro modulado (cada evento dividido entre su medio Q/Q_{med}) de eventos, el cual una vez construido es ajustado a un conjunto de distribuciones de probabilidad, para posteriormente obtener un evento de diseño para un determinado periodo de retorno.

Con referencia al tamaño de la muestra aceptable en cada estación participante en el análisis se recomienda que al menos se tenga diez años de registro. La secuencia puede resumirse como:

- a) Probar la homogeneidad y consistencia de los datos Q_i registrados en cada estación dentro de la región analizada (Q_i = gasto máximo anual, para $i = 1$ hasta el tamaño de muestra n).

En la selección de los datos para un modelo de análisis hidrológico es importante establecer que sean homogéneos todo el tiempo o que pueden ser ajustados aquellos que no presenten homogeneidad. Si algo ha ocurrido para causar un cambio en las características que están siendo analizadas, los datos deben ajustarse de cualquier forma para explicar los cambios, o analizados en dos partes, una antes de los cambios y la otra después.

- b) Obtener los estadísticos muestrales como son, por ejemplo, la media, varianza, etc.
- c) Realizar para cada serie de datos registrados la prueba de independencia de eventos, mediante la prueba del correlograma, en el subcap. 1.5 se describe esta prueba.

- d) Obtener para cada una de las estaciones involucradas una muestra modulada de la forma Q_i / Q_{medj} para $i = 1$ hasta n y $j = 1$ hasta m , donde n es el tamaño de muestra registrada, m es el número de estaciones en la región meteorológicamente homogénea y Q_{medj} es la media de los eventos registrados en cada estación.
- e) Formar un solo registro con todos los eventos Q_i / Q_{medj} , para posteriormente ordenarlos de mayor a menor, asignándoles un período de retorno $[Tr = (n+1)/m]$, (donde m es el número de orden en una lista de mayor a menor de los datos y n es el número de datos) y una probabilidad de no excedencia ($P = 1 - 1/Tr$).
- f) Al registro obtenido en el punto e, se aplicará a cada una de las diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos.
- g) Para un período de retorno determinado se obtiene la relación regional Q_i / Q_{medk} donde k es cualquier sitio dentro de la región homogénea.
- h) Si se quiere estimar en una cuenca con escasa información basta multiplicar la relación regional obtenida en el paso anterior por el valor Q_{medj} correspondiente a la estación j analizada. Por el contrario, si se desea realizar estimaciones en cuencas no aforadas dentro de la región, se propone la construcción de una relación Q_{medj} característica fisiográfica o meteorológica (área, precipitación media anual, etc.) de la cuenca analizadas, para que a partir de esta se pueda inferir el valor correspondiente de Q_{med} en el sitio no aforado k , de acuerdo con la característica común.

Desventajas

- Se puede subestimar o sobrestimar los eventos de diseño, ya que para una cuenca pequeña (o grande) se pueden obtener valores extremadamente grandes (o pequeños), como producto de la asociación en un solo registro de cuencas relativamente más grandes (o chicas).

3.2 Avenida índice

Esta técnica permite estimar valores hidrológicos (gastos) con escasa o nula información. La secuencia puede resumirse como sigue:

- a) Seleccionar las cuencas dentro de la región que tengan características similares al sitio en estudio (utilizando algún método de delimitación regional).
- b) Probar la homogeneidad de los datos (ver subcap. 1.4).
- c) Determinar el tiempo base de estudio, que consiste en seleccionar estaciones con igual longitud de registro que inicien y terminen en el mismo año. Aquí se

pueden considerar dos casos; el primero de ellos es el de tomar en cuenta el mayor número de estaciones en la región homogénea, aún y cuando el tamaño del registro sea pequeño. El segundo caso considera el mayor número de años de registro, pero existe una reducción en el número de estaciones consideradas.

- d) Establecer curvas de frecuencia de gastos para cada estación de aforo, ajustar una función de distribución a toda la región obtenida en el punto a.
- e) Estimar el gasto medio anual $Q_{2.33}$ que se considera como el índice de la técnica, se deduce de la función de distribución ajustada estimando sus parámetros, ya que se conoce el período de retorno ($Tr = 2.33$ años).
- f) Establecer una relación $Q_{2.33}$ contra una característica fisiográfica o meteorológica (área, precipitación media anual, etc.) de las cuencas analizadas ($Tr = 2.33$ años), mediante un análisis de regresión simple, obteniendo una ecuación que representa dicho ajuste.
- g) Calcular para cada una de las estaciones involucradas una muestra modulada de la forma $Q_i / Q_{2.33j}$ para $i = 1$ hasta n y $j = 1$ hasta m , donde n es el tamaño de muestra del tiempo base, m es el número de estaciones obtenidas en el punto c, en la región meteorológicamente homogénea y $Q_{2.33j}$ es el gasto medio anual.
- h) Ordenar de mayor a menor las relaciones entre los gastos máximos y la media anual. Asignándoles una probabilidad y un período de retorno.
- i) Calcular la mediana para cada intervalo de recurrencia y multiplicar por la descarga media anual estimada en la cuenca no aforada.
- j) Para llegar a la ecuación regional, se lleva a cabo la regresión simple entre los valores de la mediana de $Q / Q_{2.33}$ para cada intervalo de recurrencia contra su probabilidad.
- k) Si se quiere estimar en una cuenca con escasa información, basta multiplicar la relación regional obtenida en el paso anterior, por el valor $Q_{2.33j}$ correspondiente a la estación j analizada. Por el contrario, si se desea realizar estimaciones en cuencas no aforadas dentro de la región, se infiere el valor $Q_{2.33j}$ para la estación analizada mediante la ecuación obtenida en el punto f, empleando para ello la característica común de dicha ecuación, posteriormente este valor se sustituye en la ecuación regional para predecir el evento de diseño que se desee.

Desventajas

- Los registros analizados deben comenzar y terminar en el mismo año, con la consecuente pérdida de información.
- La diferencia de esta técnica con la de estaciones-año es que pueden existir elementos eliminados en la muestra, los cuales en ocasiones pueden llegar a ser

importantes en el análisis.

3.3 Correlación y regresión lineal múltiple

El análisis de correlación es un grupo de técnicas estadísticas empleadas para medir la intensidad de la relación (correlación) entre dos o más variables. A la expresión matemática que define esta relación se le llama ecuación de regresión.

Las características de la frecuencia de gastos máximos (variables dependientes) pueden expresarse en función de índices geomorfológicos y factores climáticos de la cuenca (variables independientes).

La técnica de correlación y regresión múltiple, realiza una transferencia de información entre estaciones, ya que cuando éstas presenten una buena correlación, una ecuación de regresión, podrá inferir los valores en la estación de menor o nulo registro. A continuación se describirá el proceso.

Las primeras variables dependientes que se consideran en el análisis de regresión son las características de la frecuencia de los gastos máximos. Cabe mencionar que existen dos opciones para llevar a cabo esta técnica, la primera se refiere al asociar eventos con período de retorno asignados a las características fisiográficas o climatológicas y la segunda el de asociar a ésta los parámetros de una distribución de probabilidad característica en toda la región en estudio.

La geomorfología de la cuenca y el índice climático, pueden ser características eficientes para predecir la frecuencia de eventos extremos, y se seleccionan como variables independientes para el análisis de regresión. La complicada interacción entre factores de Hidrología, Hidráulica, Geología, Geomorfología y Meteorología puede ser expresada usando índices, que pueden ser determinados de mapas.

El objetivo del análisis de regresión múltiple es seleccionar una ecuación óptima combinando variables independientes para estimar una respuesta. La ecuación elegida será la que mejor describe la actual relación entre las variables independientes y dependientes (aproximación física) o aquella con la cual se estima mejor a las variables dependientes de las independientes (aproximación estadística), si la verdadera relación física no es conocida. La diferencia estructural entre estas dos aproximaciones es que el modelo estadístico tolera la correlación entre las variables independientes en tanto que la aproximación física no lo hace.

El éxito en el análisis de variables hidrológicas ha sido mejorado en el pasado por el uso de logaritmos de las variables dependientes e independientes, ya que con este proceso se considera que las variables pertenecen a una distribución normal, requisito para todos los análisis de correlación y regresión lineal simple o múltiple. La ecuación general de regresión por lo tanto, presenta la forma de:

$$\log Y = \log a + b X_1 + \dots + b_n \log X_n \quad (3.1)$$

o equivalentemente

$$Y = aX_1^{b_1} + \dots + X_n^{b_n} \quad (3.2)$$

donde

Y gastos máximos anuales

X características fisiográficas o climáticas de cada cuenca

a constante de regresión

b_i coeficientes de regresión, $i=1$ hasta el número total de características

La relación de regresión podrá ser desarrollada para las frecuencias de ocurrencia de gastos máximos cuando los logaritmos de las variables dependientes son regresadas aplicando la antitransformación de los índices de gastos máximos. En este caso la ecuación se expresa como:

$$Y = \log a + b_1 \log X_1 + \dots + b_n \log X_n \quad (3.3)$$

La prueba de significancia puede ser llevada a cabo usando el estadístico "t Student". (ver subcap. 1.4). Algunas variables son eliminadas y una nueva ecuación de regresión se calcula hasta que todas las variables que permanezcan sean estadísticamente significativas con el 95 % de confiabilidad. El número total de variables observadas juegan un papel importante para producir una buena estimación de los coeficientes de regresión. En la práctica el número de variables no debe exceder aproximadamente un tercio del número de observaciones. Por lo tanto se debe tener cuidado de no arriesgar la confiabilidad de la estimación de los coeficientes por incluir variables de más.

Independientemente de la manera en que sea posible efectuar el análisis, el procedimiento se puede resumir en la secuencia siguiente:

- a) Recabar la información sobre gastos máximos anuales en cada una de las estaciones de la región estudiada, así como la determinación de las características fisiográficas y climatológicas de los sitios analizados.
- b) Probar la homogeneidad y consistencia de toda la información recabada (ver subcap. 1.4).
- c) Obtener los estadísticos muestrales como la media, varianza, etc.
- d) Realizar para cada serie de datos registrados la prueba de independencia de eventos, mediante la prueba del correlograma (ver subcap. 1.5).
- e) Verificar la normalidad de los datos, checando si $g = 0$ y $k = 3$ (coeficientes de asimetría y de kurtosis) para la muestra analizada. Si las muestras para cada estación son normales, continuar, de lo contrario, se deberá realizar la

transformación normalizante (Proceso de Box-Cox, o cualquier otro). Este paso se debe realizar, tanto para los gastos máximos anuales como para la información fisiográfica y meteorológica de cada estación, ya que la técnica de correlación múltiple considera que las muestras (variables independientes y dependientes) tienen una relación multivariada normal, que se debe respetar al aplicar el método.

- f) Al registro de gastos máximos anuales se le deberán ajustar las diferentes distribuciones de probabilidad y seleccionar aquella que proporcione el mínimo error estándar de ajuste. Si es posible caracterizar a toda la región con la misma distribución de probabilidad es conveniente asociar los parámetros de ésta con las características físicas o climáticas, en caso contrario, se deberá obtener en cada sitio el evento de diseño para un periodo determinado, por ejemplo Q_{50} , para posteriormente considerarlas como variables dependientes del modelo de correlación. La desventaja de esta última opción es que se tendrá que repetir tantas veces como períodos de retorno se requiera analizar (2, 5, 10, 20, 50 o 100 años).
- g) Ya sea que se pueda o no caracterizar a la región con una distribución de probabilidad, se deberá construir el sistema de ecuaciones normales y resolverlo para obtener las ecuaciones regionales.
- h) Para realizar estimaciones en cuencas con nula información será necesario determinar las características físicas y climáticas más relevantes y sustituirlas en las ecuaciones regionales resultantes.

4. TRANSITO DE AVENIDAS EN CAUCES

Regularmente, el sitio donde se miden los escurrimientos se localiza varios kilómetros aguas arriba o aguas abajo del punto donde se quiere conocer. Es importante determinar la evolución del gasto y el nivel del agua en un sección dada y a lo largo del río o canal. Para ello existen diversos métodos que permiten conocer la variación de un hidrograma al recorrer un tramo de cauce, para poder determinar el efecto de presas reguladoras en tramos de aguas abajo, para diseñar bordos de protección contra inundaciones, etc. La simulación de la variación de un hidrograma al recorrer un cauce se conoce como transito de avenidas en cauces.

Los métodos existentes para el transito de avenidas en cauces se pueden dividir en dos tipos: hidráulicos e hidrológicos.

Los métodos hidráulicos se basan en la solución de las ecuaciones de continuidad de masa y cantidad de movimientos para escurrimientos no permanente, estos requieren más información topográfica, son útiles para otros problemas de flujo no permanente como el estudio de propagación de ondas de marea, cálculo de redes de canales de riego etc., además dan información de niveles y velocidades a lo largo del cauce.

Los métodos hidrológicos se basan en las ecuaciones simplificadas de las ecuaciones fundamentales y son útiles para transitar avenidas cuando se dispone de poca información topográfica del tramo en estudio. Estos consideran el almacenamiento en el tramo, no toman en forma explícita ni cambios en geometría de la sección ni efectos de remanso; sin embargo son sencillos y requieren pocos datos, de los métodos hidrológicos, el más conocido es el de Muskingum.

La zona a proteger, elegida en este trabajo, se localiza a 19 km aguas abajo del sitio Ixtepec, por lo tanto es necesario transitar dichas avenidas hasta el sitio de interés para obtener los eventos de diseño con los que se proyectaran las obras.

Para conocer la forma del hidrograma en la zona de estudios se emplearan cuatro métodos:

- 1.- Método HUIG
- 2.- Método análisis regional hidrológico
- 3.- Método Cruickshank-Berezowsky
- 4.- Método HEC-RAS

Si bien los métodos del HUIG y análisis regional hidrológico no transitan propiamente las avenidas sobre el cauce si nos darán la magnitud de las avenidas de diseño hasta la zona de estudio las cuales se compararan con las obtenidas por los métodos hidráulicos de Cruickshank-Berezowsky y HEC-RAS.

4.1. Método HUIG

Se obtendrá el HUIG primero hasta el sitio de la estación hidrométrica Ixtepec, el cual se calibrará con los registros de dicha estación, una vez calibrado se obtendrá nuevamente el HUIG, pero ahora, hasta la zona de estudio localizada a 19 km aguas abajo.

4.2. Método análisis regional hidrológico

Al igual que en el caso anterior, mediante el análisis regional hidrológico, se obtendrá la ecuación regional, la cual se calibrará con los registros de la estación hidrométrica Ixtepec y posteriormente se obtendrán los eventos de diseño hasta la zona de estudio localizada a 19 km aguas abajo.

4.3. Método Cruickshank-Berezowsky

El método Cruickshank-Berezowsky es un análisis en **flujo no permanente**, el cual adquiere cada vez más importancia, tanto en problemas de predicción como en el diseño de obras. Con este método se puede calcular la evolución del gastos y nivel del agua en una sección dada y a lo largo de un río o canal. Además se obtiene el tiempo de llegada del pico de la avenida, así como el gasto y nivel del agua correspondiente. Esta información es necesaria para diseñar la altura de bordos, para planear medidas de emergencia y definir políticas de control o regulación.

Para resolver este problema se utilizan las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento, las que en su forma integral y diferencial se describen más adelante (ec. 4.1 a 4.5, Berezowsky y Jiménez, 1995).

Estas ecuaciones, ya sea en su forma integral o diferencial no tienen solución analítica, para resolverlas se utilizan los métodos numéricos. Para el caso particular de las ecuaciones del escurrimiento en cauces, el método que más ventajas tiene es el de diferencias finitas.

Existen dos tipos de esquemas en diferencias finitas: el explícito y el implícito; en los explícitos, al aproximarse las derivadas por diferencias se obtiene una sola incógnita en cada ecuación, por tanto, para el flujo a superficie libre, es posible calcular, a partir de valores conocidos en un instante dado, los tirantes y velocidades en cada tramo de forma independiente. Para obtener resultados estables y físicamente realistas en este tipo de esquemas, se tiene una restricción en el tramo del paso del tiempo con respecto al tamaño de los tramos; a esta limitante se le conoce como condición de Courant.

En los implícitos, se plantean ecuaciones en cada tramo que contienen como incógnitas a las variables en los nudos adyacentes. Al escribir las ecuaciones para todos los tramos se obtiene un sistema de ecuaciones con las variables como incógnitas en todos los nudos, de tal manera que se crea una relación de dependencia de una variable con

todas los demás. En general, estos esquemas son estables para cualquier tamaño de Δt , es decir no están sujetas a la condición de Courant.

Existen diversos esquemas implícitos, y cada uno de ellos fue desarrollado para la versión de las ecuaciones que más convenía a su autor; uno de ellos es el **método de Cruickshank-Berezowsky**. Cruickshank planteo su método a partir de una formulación integral de las ecuaciones fundamentales, y el ajuste hecho por Berezowsky utiliza las ecuaciones fundamentales en su forma diferencial. Las ecuaciones fundamentales y procedimiento de este método se muestran a continuación.

4.3.1 Hipótesis básicas

El flujo en ríos es un fenómeno complejo que es necesario describir de alguna forma para poder resolver problemas de Ingeniería. Esta descripción se hace con las llamadas ecuaciones fundamentales. De estas ecuaciones existen distintas versiones, cada una de las cuáles considera con mayor o menor precisión al fenómeno físico que se quiere representar. Por tanto, al usar un grupo de ecuaciones se debe conocer cuales son sus limitaciones y qué tan bien modelan el fenómeno.

Las ecuaciones más generales de la mecánica de fluidos son las llamadas ecuaciones de Navier-Stokes; pero debido a su complejidad sólo tienen solución para unos cuantos casos. Sin embargo, pueden establecerse ecuaciones que describan al flujo no permanente en cauces con una aproximación suficiente. Estas ecuaciones son un modelo simplificado de la realidad pero incluyen los efectos más importantes del flujo desde el punto de vista de la Ingeniería.

Las hipótesis que permiten describir el escurrimiento en cauces y canales, con una aproximación aceptable desde el punto de vista ingenieril, son las llamadas hipótesis de Saint-Venant:

- a) El flujo es unidimensional por lo que la velocidad es uniforme en la sección transversal; además, el nivel del agua en dirección normal al flujo es horizontal.
- b) La curvatura de las líneas de corriente y las aceleraciones verticales son pequeñas; la distribución de presiones es hidrostática.
- c) Las leyes de fricción y turbulencia usadas para flujo uniforme permanente son válidas para el flujo no permanente.
- d) La pendiente del fondo del cauce o canal es pequeña
- e) La densidad del agua es constante

La sección del cauce es de forma arbitraria y puede variar a lo largo del mismo, siempre y cuando dicha variación no cause curvatura fuerte en las líneas de corriente.

El flujo no permanente en cauces y canales se describe con dos variables dependientes, como el tirante y el gasto, a lo largo del río; estas dos variables dependientes son, por tanto, función de las variables independientes espacio, x , y tiempo, t .

Aunque en hidráulica se dispone de tres ecuaciones fundamentales (continuidad, energía y cantidad de movimiento), dado que son suficientes dos variables para describir el flujo no permanente, sólo se requieren dos ecuaciones fundamentales.

Puede demostrarse (ver por ejemplo, Abbott (1979)) que cuando las variables que describen el flujo son discontinuas (como en el salto hidráulico, en ondas generadas por compuertas o en frentes de ondas), los resultados que se obtienen si se usa una formulación basada en el par de ecuaciones continuidad-cantidad de movimiento, o en el par continuidad-energía son diferentes, y que solamente es correcto el obtenido si se emplea la ecuación de cantidad de movimiento. Sin embargo, cuando las variables son continuas cualquiera de las dos representaciones puede usarse puesto que son equivalentes. La selección de la formulación adecuada es muy importante pues en ella se basa el desarrollo de los modelos matemáticos. En función de la formulación escogida es el tipo de problemas que pueden o no resolverse. Un tratamiento completo de este tema sale del objetivo de la tesis pero puede verse en Abbott(1979) y Aparicio(1985). Por ser más general se utilizan aquí las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento.

4.3.2 Ecuaciones fundamentales

a) Versión integral conservativa

ecuación de continuidad

$$\int_{x_1}^{x_2} [(A)_{t_2} - (A)_{t_1}] dx + \int_{t_1}^{t_2} [(Q)_{x_2} - (Q)_{x_1}] dt = 0 \quad (4.1)$$

ecuación de conservación de cantidad de movimiento

$$\int_{x_1}^{x_2} (Q_{t_2} - Q_{t_1}) dx = \int_{t_1}^{t_2} [(U^2 A)_{x_1} - (U^2 A)_{x_2}] dt + g \int_{t_1}^{t_2} [(I_1)_{x_1} - (I_1)_{x_2}] dt + g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} I_2 dx dt + g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} A(S_0 - S_f) dx dt \quad (4.2)$$

b) Versión diferencial (divergente)

ecuación de continuidad

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.3)$$

ecuación de cantidad de movimiento

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} + gI_1 \right) = gA(S_0 - S_f) + gI_2 \quad (4.4)$$

c) Versión diferencial de la ecuación dinámica

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_0 - S_f) = 0 \quad (4.5)$$

donde

- A área hidráulica
- U velocidad media en la sección transversal
- Q=AU gasto o caudal
- $S_0 = -\partial Z/\partial x = \text{sen } \alpha \approx \text{tan } \alpha$, pendiente del fondo
- S_f pendiente de fricción
- g aceleración de la gravedad
- x_1 indica la sección a una distancia x_1
- t_1 indica el t_1

d) Esquema Cruickshank- Berezowsky

Cruickshank planteó el método a partir de una formulación integral de las ecuaciones fundamentales y en el ajuste hecho por Berezowsky se utilizan las ecuaciones fundamentales en forma diferencial. Dado que en la ecuación de continuidad, ec 4.3 el área A es sólo función del tirante h, se tiene

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial A}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} = B \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.6)$$

donde B es, por definición, el ancho de superficie libre. Si además se define $H=Z+h$ como la cota de la superficie libre, y dado que Z no cambia con el tiempo (esto es, el fondo está fijo) la ec 4.3 se escribe

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (4.7)$$

donde se ha incluido el gasto lateral, q, por unidad de longitud de cauce.

En la ecuación dinámica, ec 4.5 se calculan las derivadas del segundo término

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2 \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (4.8)$$

Si en el primer término se hace $Q=UA$, se deriva y se sustituye $\partial A/\partial t$ de la ecuación de continuidad (ec 4.3) resulta

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\partial(UA)}{\partial t} = U \frac{\partial A}{\partial t} = -U \frac{\partial Q}{\partial x} + A \frac{\partial U}{\partial t}$$

De manera semejante, el segundo y tercer términos de la ec 4.8 son, respectivamente

$$2 \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} = 2U \frac{\partial(UA)}{\partial x} = 2U \left[A \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial A}{\partial x} \right]$$

$$\frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} = U^2 \frac{\partial A}{\partial x}$$

Sustituyendo estas expresiones, simplificando y dividiendo entre el área A se obtiene

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g(S_f - S_0) = 0$$

Si la pendiente del fondo es pequeña $-S_0 = \partial Z/\partial x$, por lo que la ec 4.8 queda finalmente

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} + gS_f = 0 \quad (4.9)$$

En la ec 4.9, la velocidad y el nivel de la superficie libre quedan como variables dependientes. Como se ha mencionado, las ecs 4.7 y 4.9 están en forma no divergente; además, son válidas si las variables son continuas y derivables al menos una vez.

Cruickshank propone que la variable dependiente que aparece en la derivada temporal de las ecs 4.7 y 4.9, quede al centro del volumen de control respectivo por lo que hay un volumen de control para la ecuación de continuidad y otro para la dinámica. Así, en la ec 4.7 se utiliza el volumen de control de la fig 4.1, en el que la H aparece al centro del volumen y los gastos en los extremos; el cambio en el tiempo del nivel H es resultado del flujo neto de líquido en el volumen de control. En diferencias finitas (entre el tiempo n y el tiempo $n+1$), la ec 4.7 se escribe como

$$\bar{B}_j \frac{H_j^{n+1}}{\Delta t} + \frac{Q_{j+1}^{n+1/2} - Q_j^{n+1/2}}{\Delta x_j} = q_j^{n+1}$$

Donde

$$\bar{B}_j = (B_j + B_{j+1})/2$$

Δx_j longitud del tramo j

Se busca que la aproximación en diferencias sea de segundo orden en el tiempo, por lo que el gasto se calcula a la mitad del intervalo. Dado que el gasto es el producto de dos

variables, para que dicho término se conserve de segundo orden se hace $Q_j^{n+1/2} = A_j^n U_j^{n+1}$ es decir, se hace un promedio en el producto. Sustituyendo en la ecuación anterior, multiplicando por Δx_j y ordenando

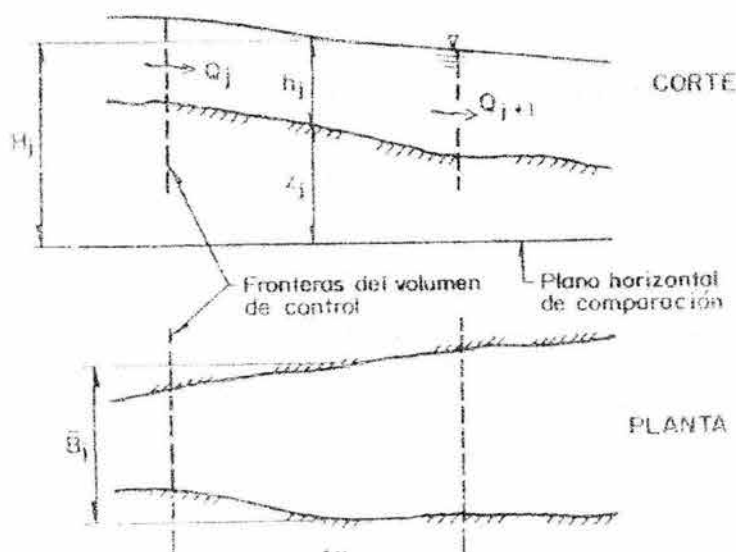


Fig 4.1 Volumen de control para la ecuación de continuidad

$$-A_j^n U_j^{n+1} + E_j H_j^{n+1} + A_{j+1}^n U_{j+1}^{n+1} = D_j \quad (4.10)$$

$$E_j = \bar{B}_j \Delta x / \Delta t. \quad (4.11a)$$

$$D_j = q_j^{n+1} \Delta x_j + E_j H_j^n \quad (4.11b)$$

Si los valores del instante $n\Delta t$ son conocidos, quedan en la ec 4.10 como incógnitas, el nivel al centro del tramo y las velocidades en los extremos.

En el volumen de control de la ecuación dinámica, fig 4.2 aparece la velocidad al centro y los niveles en los extremos (representan las fuerzas de presión y peso). La ec 4.9 se escribe en diferencias finitas como

$$\frac{U_j^{n+1} - U_j^n}{\Delta t} + U_j^{n+1} \frac{U_{j+1}^n - U_{j-1}^n}{2\Delta x_j} + g\psi \frac{H_j^{n+1} - H_{j-1}^{n+1}}{\Delta x_j} + g(1-\psi) \frac{H_j^n - H_{j-1}^n}{\Delta x_j} + g \frac{n_j^2 U_j^{n+1} |U_j^n|}{[R_j^n]^{4/3}} = 0$$

Donde $\Delta\bar{x}_j = (\Delta x_j + \Delta x_{j+1})/2$

y ψ es un factor de peso en el tiempo, $0 \leq \psi \leq 1$; para que el esquema sea estable, $\psi \geq 0.5$ y se recomienda $\psi = 0.6$. En el segundo y último término se ha procedido de manera semejante de como se hizo con el gasto en la ecuación de continuidad. En el término gS_f , el valor absoluto se incluye para que la resistencia al flujo siempre tenga el signo correcto, independientemente del signo de la velocidad U . Factorizando U_j^{n+1} y agrupando términos se obtiene

$$U_j^{n+1} = GF_j \psi [H_{j-1}^{n+1} - H_j^{n+1}] + W_j \quad (4.12)$$

donde

$$GF_j = \frac{GTET_j}{1+r_j+c_j} \quad (4.13.a)$$

$$GTET_j = gTET_j \quad (4.13.b)$$

$$TET_j = \Delta t / \Delta\bar{x}_j \quad (4.13.c)$$

$$r_j = \Delta t m_j^2 g |U_j^n| / [R_j^n]^{5/3} \quad (4.13.d)$$

$$c_j = TET_j [U_{j+1}^n - U_{j-1}^n] / 2 \quad (4.13.e)$$

$$W_j = \frac{U_j^n}{1+r_j+c_j} + (1+\psi)GF_j [H_{j-1}^n - H_j^n] \quad (4.13.f)$$

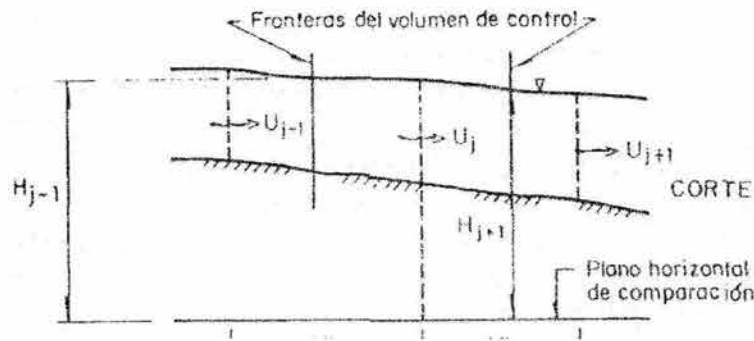


Fig 4.2 Volumen de control para la ecuación de cantidad de movimiento

La ec 4.12 tiene tres Incógnitas, esta es, la velocidad al centro del tramo j , y los niveles en los extremos.

A las variables auxiliares definidas con las ecs 4.11 y 4.13 no se les ha escrito índice en el tiempo ya que, o son constantes, o dependen de variables del instante $n\Delta t$, y son conocidas. Al aplicar el esquema de ecs 4.10 y 4.12, a los $jj-1$ tramos, resulta un sistema lineal de $2jj$ ecuaciones con $2jj + 2$ incógnitas; las 2 ecuaciones faltantes se obtienen de las condiciones de frontera. Sin embargo, el sistema se simplifica si se continua el siguiente procedimiento. Se obtiene una ecuación como la 4.12 para el tramo siguiente, es decir, cuando $j = j + 1$

$$U_{j+1}^{n+1} = GF_{j+1}\varphi[H_j^{n+1} - H_{j+1}^{n+1}] + W_{j+1} \quad (4.14)$$

Sustituyendo las ecs 4.12 y 4.14 en la 4.10 resulta

$$-PI_j H_{j-1}^{n+1} + [PI_j + E_j + PI_{j+1}]H_j^{n+1} - PI_{j+1}H_{j+1}^{n+1} = D_j + P2_j - P2_{j+1} \quad (4.15)$$

donde

$$PI_j = A_j^n GF_j \varphi \quad (4.16a)$$

$$P2_j = A_j^n W_j \quad (4.16b)$$

Al repetir este procedimiento para todos los tramos se obtienen ahora jj ecuaciones del tipo 4.15 con $jj+2$ incógnitas que son los niveles H^{n+1} (las incógnitas adicionales se obtienen de las condiciones de frontera). Una vez calculados los niveles, las velocidades en el instante $(n+1) \Delta t$ se obtienen con ecuaciones del tipo 4.12. Para poder resolver el sistema es necesario dar la información adecuada en las fronteras.

e) Condiciones de frontera.

Aquí se considera el caso del flujo subcrítico que es el más común en el estudio de ríos. En este caso, una curva característica entra al dominio por la frontera de aguas arriba y otra por la de aguas abajo, por lo que se requiere dar información de una variable en cada frontera.

En la frontera aguas arriba se da como dato el gasto, que se obtiene de un hidrograma. El gasto que entra al primer tramo es entonces conocido, $Q^{n+1/2}$; la ec 4.7 se escribe para el primer tramo como

$$\bar{B} \frac{H_1^{n+1} - H_1^n}{\Delta t} + \frac{Q_2^{n+1/2} - Q_1^{n+1/2}}{\Delta x_1} = 0$$

Al sustituir la ec 4.12 con $j=2$ y después de ordenar

$$[E_1 + PI_2]H_1^{n+1} - PI_2H_2^{n+1} = E_1H_1^n + Q_1^{n+1/2} - P2_2 \quad (4.17)$$

donde los valores de $Q_1^{n+1/2}$ se obtienen por interpolación de los valores del hidrograma.

En la frontera de aguas abajo, lo más representativo es dar la variación del nivel o del tirante con el tiempo. Si el último tramo es el jj , entonces el valor de H_{jj}^{n+1} se obtiene por interpolación de un limnigrama. La ecuación del penúltimo tramo ec. 4.15 se escribe entonces como

$$\begin{aligned} & -PI_{jj-1}H_{jj-2}^{n+1} + [E_{jj-1} + PI_{jj-1} + PI_{jj}]H_{jj-1}^{n+1} \\ & = D_{jj-1} + P2_{jj-2} - P2_{jj} + PI_{jj}H_{jj-1}^{n+1} \end{aligned} \quad (4.18)$$

Con la expresión anterior queda completo el sistema de ecuaciones. De manera semejante pueden obtenerse las ecuaciones correspondientes a otras condiciones de frontera.

f) Datos iniciales.

Es necesario dar información de dos variables como datos iniciales. En general se dan tirante y velocidad, calculados de un perfil de flujo gradualmente variado. Sin embargo, no es necesario dar estos valores en forma precisa, si se da un tiempo llamado de calentamiento en el que se resuelven las ecuaciones fundamentales con condiciones de frontera constante, con lo cual los tirantes y velocidades toman valores que satisfacen dichas ecuaciones. Se recomienda dar de 20 a 30 Δt de calentamiento en canales, y del orden de 50 en ríos.

El sistema de ecuaciones que resulta de aplicar las ecs 4.14, 4.17 y 4.18 a los tramos del río en estudio tiene la particularidad de ser tridiagonal, es decir, en la matriz del sistema hay valores distintos de cero únicamente en la diagonal principal y en las diagonales a los lados de ésta; además la matriz es simétrica. Esto permite resolver el sistema en forma rápida y eficiente. En general, se utiliza el método del doble barrido que es una eliminación de Gauss óptima; el número de operaciones requerido es del orden de N (N número de ecuaciones) en lugar de N^2 si se invierte la matriz.

g) Recomendaciones generales de uso del esquema.

Para estudiar la estabilidad del esquema de Cruickshank es necesario primero linealizarlo. Luego se sustituyen las variables por series de Fourier y se estudia la amplificación de las variables con el tiempo. Con el análisis de estabilidad lineal puede demostrarse que si el factor de peso $\psi > 0.5$, el esquema es incondicionalmente estable, esto es, es estable para cualquier valor del número de Courant,

$$Cr = c \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1$$

donde:

$$c = U \pm \sqrt{gA/B}$$

donde

U Velocidad media en la sección transversal

g aceleración de la gravedad

A área hidráulica

B ancho de la superficie libre del agua

Para obtener mejores resultados con este método se recomienda:

- a) El número de nudos debe ser al menos 10
- b) El Δt debe ser tal que el número de Courant sea menor de 10
- c) Entre más grande sea el número de Courant, más nudos deben usarse
- d) La fricción favorece la estabilidad
- e) El término convectivo es no lineal; por ello el análisis de estabilidad lineal no siempre refleja la posibilidad de problemas de estabilidad. Cuando el término convectivo sea grande, el número de Courant debe tender a uno.
- f) Para números de Froude altos, $0.6 \leq Fr < 1$, el número de Courant debe ser cercano a uno.

4.4. Método HEC-RAS

Al igual que el método Cruickshank-Berezowsky, el **Software HEC-RAS (HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER-RIVER ANALYSIS SYSTEM)** elaborado por **U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS**; es un programa muy versátil de análisis hidráulico en flujo permanente y no permanente. Al igual que en el caso anterior, con este software se puede calcular la evolución del gastos, nivel del agua en una sección dada y a lo largo de un río o canal, además se obtiene el tiempo de llegada del pico de la avenida, así como el gasto y nivel del agua correspondiente. Esta información es necesaria para diseñar la altura de bordos, para planear medidas de emergencia y definir políticas de control o regulación.

5 ANALISIS DE ESTABILIDAD

5.1 Tipo de fallas más comunes

El peso de la masa del suelo y del agua que pudiera estar sobre el terreno de cimentación es la fuerza principal que tiende a producir la falla, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante es la principal fuerza resistente. Los tipos de fallas más frecuentes en taludes artificiales son los siguientes.

5.1.1 Fallas por rotación

Estas fallas pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie, afectado al terreno en que el talud se apoya (falla de base). Además puede presentarse las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales, ver Fig. 5.1b.

5.1.2 Falla por traslación sobre un plano débil

Esta falla ocurre a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en el terreno de cimentación, estos planos pueden ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal, ver Fig. 5.1c.

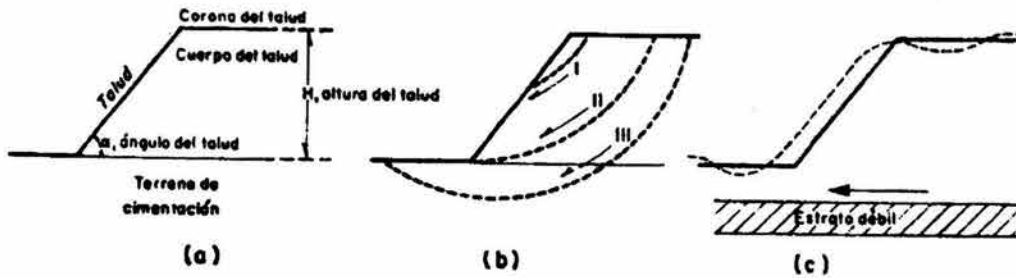


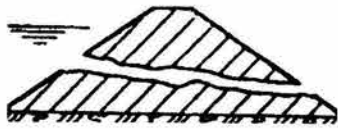
Fig 5.1 a Nomenclatura
b Fallas por rotación (I Local, II Por pie del talud, III De base)
c Falla por traslación sobre un plano débil (Juárez y Rico, 1997)

5.1.3 Causas de falla

La falla de un bordo puede causar daños en poblaciones ribereñas que en muchas ocasiones resultan más costosas que las propias obras de protección. Por lo que no debe permitirse que en su diseño el agua sobrepase la corona, ya que ello representa el inicio de su destrucción.

Entre las causas de falla que pueden ocurrir en un bordo se encuentran las siguientes (ver Fig 5.2)

1. Flujo excesivo y concentrado, ya sea a través del propio bordo por su cimentación, generando condiciones propicias para la erosión interna del suelo; esto es, se presenta el proceso de tubificación.
2. Generación de tubificación y de verdaderas brechas, debido a la presencia de arcillas dispersivas en el propio bordo o en su cimentación.
3. Inestabilidad de taludes debido a la baja resistencia al esfuerzo cortante del suelo, en relación con cierta pendiente de los taludes y altura del bordo (construcción), las condiciones anteriores más las fuerzas de filtración (operación) en el talud de aguas abajo o, estas acciones (vaciado rápido) en el talud de aguas arriba.
4. Asentamiento excesivo relacionado con la carga impuesta por la estructura sobre una formación de suelos blandos.
5. Asentamiento excesivo y/o agrietamiento relacionado con la saturación de una formación arenosa o limosa parcialmente saturada en regiones semiáridas.
6. Pérdida de bordo libre favorecida por los puntos anteriores, además de la sobre-elevación del nivel del agua por alguna avenida de diseño.
7. Erosión de taludes debida principalmente al oleaje en el paramento de aguas arriba, y a lluvia en el de aguas abajo.
8. Agrietamiento transversal del bordo, como resultado de un cambio brusco en la compresibilidad y/o espesor de los materiales del subsuelo a lo largo del mismo.
9. Contracciones y expansiones excesivas cuando se tienen suelos expansivos, las que pueden generar agrietamiento y con ello vías de agua.
10. Licuación en depósitos arenosos sueltos, saturados y zona sísmica, sobre los que eventualmente se desplante un bordo.



1



2

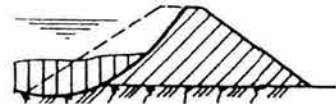
TUBIFICACIÓN



Durante la construcción



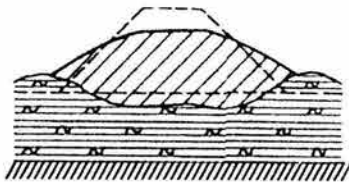
Durante la operación. condición de flujo establecido



Inestabilidad por vaciado rápido

3

INESTABILIDAD DE TALUDES



Asentamiento excesivo por presencia de suelos blandos

4



Asentamiento y agrietamiento por saturación

5

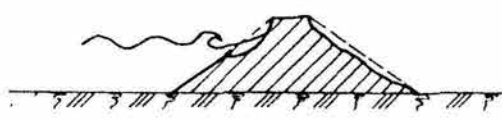
ASENTAMIENTOS

Pérdida de bordo libre



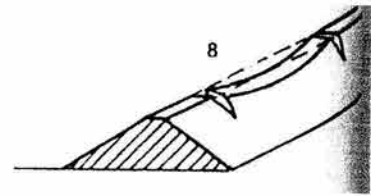
6

7



Erosión de taludes

8

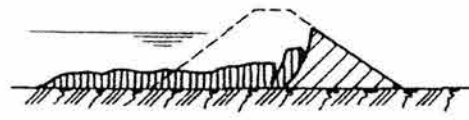


Agrietamiento transversal



Inestabilidad volumétrica

9



Licuación

10

Fig 5.2 Esquemas de causas de falla de bordos (Mendoza, 1998)

La falla de taludes puede eliminarse con un diseño adecuado, así como de una construcción pertinente. La ocurrencia de este tipo de fallas tiene una mayor incidencia durante su construcción, además de que no es raro que exhiban un agrietamiento previo que alerte y avise de una falla inminente.

Las fallas realmente catastróficas son las asociadas a flujo incontrolado, erosión interna y tubificación, ya que suceden bajo condiciones de operación y muchas veces sin previo aviso varios años después. ***De aquí que la primera condición y la más importante que debe orientar el diseño de un bordo es excluir la posibilidad de falla por tubificación.***

En resumen el análisis, diseño y construcción de estas obras debe orientarse a evitar la ocurrencia de las fallas mencionadas, a continuación se dan los elementos y criterios para lograr este fin.

5.2 Métodos de análisis de estabilidad

5.2.1 Método del análisis de estados de esfuerzo y deformación

Este análisis emplea la teoría de la elasticidad lineal o las leyes del comportamiento que permiten tomar las deformaciones permanentes y la falla progresiva; es decir, la transición elástica-plástica desde el estado elástico inicial lineal hasta el estado de falla último del suelo por flujo plástico.

Actualmente es posible realizar análisis de las deformaciones de taludes y terraplenes, usando el método del elemento finito. Este tipo de análisis permite además calcular la distribución de esfuerzos y comparar los esfuerzos máximos con la resistencia del suelo. Una limitante de este tipo de análisis es que la existencia de sobre-esfuerzos locales no es una condición suficiente para que desarrolle la falla. A pesar de sus ventajas, este tipo de análisis no ha sustituido al uso, mucho más extendido, de los métodos de análisis de equilibrio al límite.

5.2.2 Método del análisis del equilibrio al límite

Este análisis trata con la condición de falla última de una masa de suelo. El objetivo de este análisis es la determinación de las cargas que pueden causar dicha falla. Las soluciones a estos problemas frecuentemente se obtienen por las leyes de la estática, asumiendo superficies de falla de formas simples y usando el criterio de falla de Coulomb (comportamiento rígido-plástico).

La teoría de los análisis al límite considera una relación esfuerzo-deformación de un suelo de tipo rígido plástico. En taludes, se supone que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una cierta superficie de falla. Al analizar la posibilidad de tal deslizamiento se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla su máxima

resistencia al corte. En estos análisis, cuando la carga límite es alcanzada y la deformación procede bajo carga constante, todos los esfuerzos permanecen constantes y sólo se presentan incrementos de deformación plástica.

La hipótesis de rigidez inicial del suelo no implica grave error, pues es un hecho que en la mayoría de los casos prácticos, las deformaciones de los suelos previas a la falla (deformaciones elásticas) son muy pequeñas y pueden desprejarse.

Los análisis de equilibrio al límite de estabilidad de taludes evalúan el **factor de seguridad contra deslizamiento como la relación entre la resistencia disponible y la movilizada.**

5.2.2.1 Principios del método de análisis de equilibrio al límite

El análisis es bidimensional y supone implícitamente que la superficie de deslizamiento esta definida por un cilindro de longitud infinita, despreciándose los efectos tridimensionales y de frontera. En estas condiciones el equilibrio de un tramo de talud de ancho unitario es representativo de la estabilidad del conjunto y el problema se vuelve bidimensional.

El análisis de equilibrio límite es la base de la mayoría de los métodos disponibles para analizar la estabilidad de taludes, e ignora la relación esfuerzo-deformación del suelo y solamente considera las condiciones del equilibrio al límite.

Las hipótesis básicas de este método de análisis son las siguientes:

1. Se considera como valido un análisis bidimensional correspondiendo a un estado de deformación plana.
2. Se atribuye una forma determinada a la superficie de falla (plana, circular o espiral logarítmica).
3. El movimiento de la masa del suelo es de cuerpo rígido, considerando así un estado de equilibrio estático (enfoque de equilibrio al límite).
4. El suelo es isótropo en cuanto a su resistencia al esfuerzo cortante.
5. Se considera válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb.
6. Se acepta que en el momento de la falla la resistencia cortante del suelo se moviliza completamente y en forma simultánea en todos los puntos de la superficie de deslizamiento.
7. El factor de seguridad (FS), se define como la relación entre la resistencia media al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes actuantes medios en dicha superficie.

Seguridad contra rotación:

$$FS = \frac{\text{momento resistente}}{\text{momento actuante}}$$

Seguridad contra traslación (movimiento en línea recta)

$$FS = \frac{\text{resistencia al corte disponible}}{\text{esfuerzo que tiende a romper el equilibrio}}$$

8. Se considera que todos los puntos sobre la superficie de falla desarrollan su máxima resistencia al esfuerzo cortante.

5.2.2.2 Limitantes fundamentales de los métodos de análisis de equilibrio al límite

Los métodos de equilibrio al límite han brindado una técnica muy útil para los análisis de estabilidad de taludes y otros problemas geotécnicos. Sin embargo, los procedimientos tienen puntos débiles o desventajas, las cuales se mencionan a continuación:

1. Se supone una inminente falla cuando el factor de seguridad (FS) es igual a la unidad, lo cual es altamente influenciado por diversas variables asociadas a factores geológicos, tipo de material, presiones de poro, etc.
2. La hipótesis de que el FS es constante a lo largo de la superficie de falla es un exceso de simplificación, especialmente cuando existen diferentes tipos de suelo a lo largo de la superficie de falla.
3. La relación esfuerzo-deformación del suelo ha sido menospreciada, es decir, los incrementos o decrementos de esta relación dentro del talud no han sido tomados en cuenta por considerar un equilibrio estático del mismo.

5.2.2.3 Factor de seguridad (FS)

La comprensión del factor de seguridad es vital en el diseño de taludes, en general, la disminución de la calidad de investigación en el sitio aumentará el factor de seguridad, particularmente si se tiene poca experiencia con los materiales en cuestión.

Otra función del factor de seguridad es que éste constituye una herramienta empírica con la cual las deformaciones son limitadas en cantidades tolerables

dentro de restricciones económicas. De ésta manera, la selección del factor de seguridad es grandemente influenciado por la experiencia que se tiene con la masa de suelo.

Generalmente se considera que las fuerzas que producen el movimiento incluyen la inercia, la gravedad y todas las cargas externas. Las que se oponen o resisten el movimiento incluyen la resistencia del suelo y otras fuerzas a lo largo de la superficie potencial de movimiento.

El primer paso en un estudio de estabilidad es la determinación del nivel de riesgo, debe analizarse la probabilidad de pérdidas de vidas humanas, y después estimar la posible cuantía en daños materiales; esto permitirá establecer las directrices de la etapa de investigación. Esta etapa comienza con un estudio exhaustivo de las características topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrológicas, climáticas, etc. para determinar cuales serán las peores condiciones a que va a ser sometido el talud, añadiendo a continuación las acciones previstas, así como las derivadas de negligencias o accidentes, estas dos últimas muy importantes, ya que suelen ser la causa fundamental de muchos de los problemas.

A continuación se procede al análisis, para lo cual es necesario disponer del suficiente número de reconocimientos y ensayos que permitan hacerse una idea fiable de la geometría y las características geotécnicas de los materiales en juego. En esta etapa es importante la información que se vaya adquiriendo a partir de los sondeos, la geofísica y los ensayos. Escatimar gastos en esta fase equivale a perder todo el trabajo, aunque, como ya se ha dicho, es imprescindible mantener el equilibrio entre inversiones y riesgos, pero quedarse cortos aquí significa que las incertidumbres pueden ser tan grandes que invaliden los cálculos posteriores, con lo que todo el dinero gastado no sirve absolutamente para nada, aparte de que no se resuelve el problema. Es imperdonable estimar parámetros fundamentales que pueden medirse, tales como densidad, cohesión, ángulos de fricción interna, presiones intersticiales, etc., y solamente es permisible acudir a esas estimaciones para definir las características de materiales a utilizar en el futuro, y de los que ahora no se tienen datos; o cuando se dispone de tal cantidad de datos reales de la zona que puede acudirse a evaluaciones estadísticas, aunque esto solo a efectos de anteproyecto, porque en geotecnia, lo que es necesario medir, debe ser medido.

Cuando se tiene toda la información necesaria toca decidir entre estabilidad a corto o largo plazo, presiones totales o efectivas, disminución o no de la cohesión, etc. En general habrá que calcular un *FS* a corto plazo, que suele considerarse como el tiempo que van a durar las obras, y otro *FS* a largo plazo, que contempla el periodo de vida de la obra. Para evaluar el primero no suelen tenerse en consideración acciones puntuales con largo periodo de retorno, tales como sismos o inundaciones graves, pero puede ser necesario incluir fuertes sobrecargas y vibraciones inducidas por el tráfico de obra, inundaciones locales y escurrimientos mal controlados al no existir todavía un adecuado sistema de drenaje, y todas aquellas que se pueda prever.

Respecto a los parámetros resistentes del terreno, si durante la construcción se tiene un incremento en las cargas, como el caso de un relleno o terraplén, se suele realizar, para corto plazo, el cálculo en tensiones totales, dejando el de tensiones efectivas para el largo plazo, cuando se supone que ha disipado la presión intersticial. En el caso de excavaciones con descenso del nivel freático puede darse el caso contrario, ya que al eliminar agua del suelo, este puede entrar en régimen de tensiones efectivas, pero al concluir la obra y recuperarse los niveles anteriores, se puede pasar al régimen de tensiones totales.

Como puede apreciarse, no existe un procedimiento definido para el cálculo de taludes, ya que las variables son tantas que invalidan una metodología normalizada.

El nivel de confianza en un resultado depende de los sucesivos niveles de confianza asumidos a lo largo de todo el proceso de investigación, si todas las fases se han cubierto con suficiente garantía, el valor que se tome para el *FS* aceptable depende, en primer lugar, del nivel de riesgo, y después de la magnitud de las actuaciones implicadas

Un *FS* alto no siempre es deseable, pues implica una obra excesivamente costosa, por ejemplo, la construcción de una presa de tierra, en la que un pequeño aumento del *FS* puede significar un volumen muy importante de material adicional que posiblemente no esté justificado.

La Fig. 5.3 representa la variación de los esfuerzos tangenciales, las presiones intersticiales y el factor de seguridad en una presa de tierra, partiendo de la construcción de la presa y continuando a través de la vida de servicio del embalse. Durante la construcción aumentan los esfuerzos tangenciales sobre la superficie de deslizamiento potencial. También aumentan las presiones intersticiales ya que el suelo colocado va siendo cargado al superponer capas sucesivas. Después de terminar la obra las sobrepresiones intersticiales comienzan a disiparse, volviendo a aumentar de nuevo al llenar el embalse. El llenado del embalse hace disminuir los esfuerzos tangenciales en el talud de aguas arriba debido al efecto favorable de la presión del agua sobre el talud, mientras que los esfuerzos tangenciales medios en el talud aguas abajo permanecen invariables o aumentan ligeramente. El talud de aguas abajo puede estar sometido varias veces a un esfuerzo de corte adicional durante el funcionamiento del embalse como resultado de un vaciado rápido.

De esta figura se observa que los instantes críticos para el talud de aguas arriba son el correspondiente al final de la construcción y a un vaciado rápido, mientras que los instantes críticos para el talud de aguas abajo se producen al final de la construcción y bajo el flujo establecido una vez lleno el embalse.

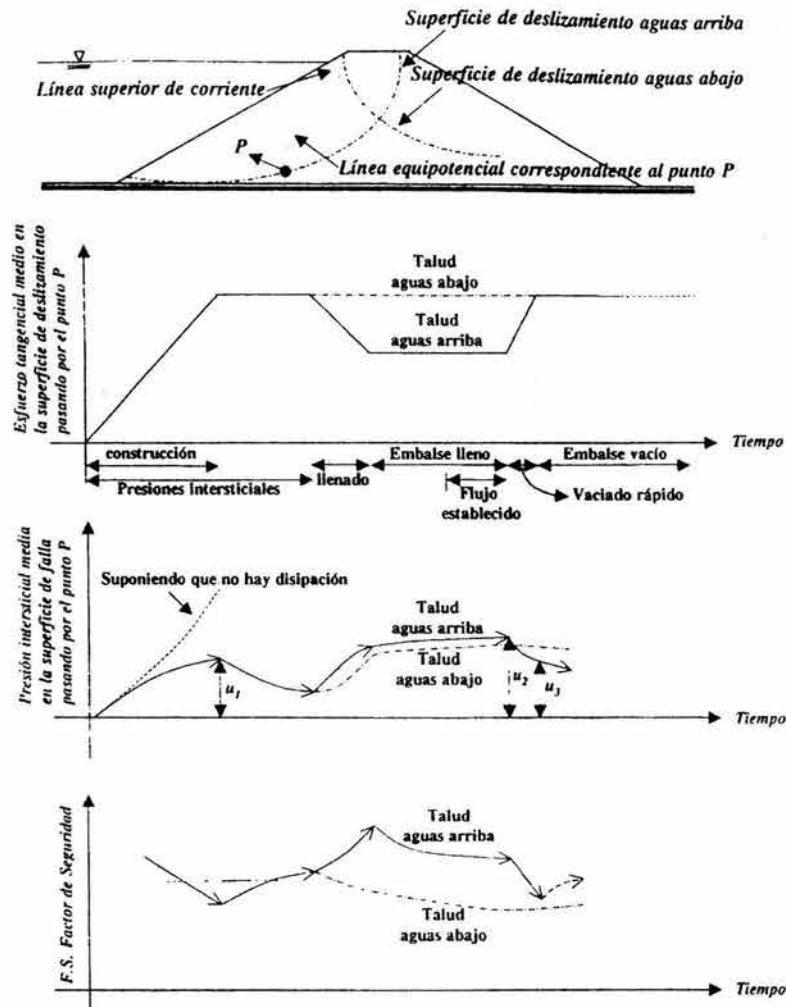


Fig 5.3 Variación de los esfuerzos tangenciales, presiones intersticiales y el factor de seguridad durante y después de la construcción de una presa de tierra (Alva, 2001)

5.2.3 Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

Las pruebas de compresión triaxial son las más utilizadas para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara (σ_c); durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas. En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a

esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica el vástago, de acuerdo con alguna de las líneas de acción ya mencionadas (pruebas de compresión o de extensión); esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada. En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

La descripción de las pruebas se hace con base en la más familiar, que es la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial por aplicación de una carga a través del vástago.

5.2.3.1 Prueba con consolidación y con drenaje (CD), prueba lenta (símbolo L)

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

5.2.3.2 Prueba con consolidación y sin drenaje (CU), prueba rápida consolidada (símbolo R_c)

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática (σ_c), como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo (σ_c), llega a ser efectivo ($\bar{\sigma}_c$), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma

de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe qué parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el Caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo vertical, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

5.2.3.3 Prueba sin consolidación y sin drenaje (UU), prueba rápida (símbolo R)

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

5.2.3.4 Prueba de compresión simple (símbolo C_s)

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

5.3 Criterios de análisis

Cuando se requiere conocer las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, se recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial, de inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y cual es la interpretación que se dará a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas serán las que mejor reflejen en el laboratorio las circunstancias a que el suelo va a estar expuesto durante su construcción y vida útil.

Es condición indispensable que se analice **las diferentes etapas que el suelo atravesará durante la vida de la obra**, ello desde el primer instante de su construcción. Sólo así se podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere

a la masa del suelo afectada, largo tiempo después de terminada la estructura en estudio. Es indispensable un conocimiento amplio del perfil del suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En general existen dos criterios para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, los cuales se explican a continuación.

5.3.1 Criterio de los esfuerzos totales

Este análisis utiliza los esfuerzos totales obtenidos de las pruebas triaxiales; se hace uso de las envolventes *L* o *R*, según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de estas pruebas da valores de resistencia muy diferentes para un mismo suelo, al variar las circunstancias a que estará sujeto éste durante las etapas que se consideran críticas en la vida de la obra, a fin de garantizar que la prueba que se realiza refleje aproximadamente la realidad que se trata de representar en el laboratorio, será preciso que la prueba seleccionada para el caso refleje las circunstancias de trabajo extremas a que el suelo estará sujeto en la realidad; en consecuencia se tiene que ser más cuidadoso en la elección del tipo de pruebas a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán de hacerse en cada caso, siendo el criterio y la experiencia los que han de orientar el proceso. Para ayudar a formar este criterio se hacen algunos comentarios de carácter general.

Toda estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran o en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye pues, una norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse las investigaciones de laboratorio.

Considérese por ejemplo un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco, según el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumentará. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso, la prueba en que el esfuerzo desviador se aplica rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.

Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. 5.4), por ejemplo para un camino o un bordo de protección y se quieren investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén inducirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por lo tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan rápido como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

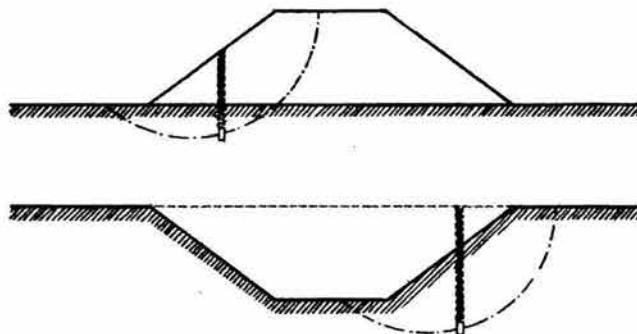


Fig 5.4 Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso (Juárez y Rico, 1997)

Las cosas variarán radicalmente si se desea hacer en el mismo suelo una excavación, por ejemplo, para alojar un camino, un canal o para la construcción de la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora, la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta sería la recomendable para la representación de esta situación, sujetando al espécimen a los esfuerzos que tendrá el suelo tras la excavación, permitiéndose así su expansión en el laboratorio.

Una vez seleccionado el tipo de pruebas triaxiales de los que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, se obtendrá el círculo de Mohr de falla en cada una y se trazará la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan siguiendo las formas preestablecidas y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente a la envolvente en el tramo con suficiente precisión. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados seguramente no pasará por el origen de coordenadas y su ecuación matemática será de la forma:

$$S = a + \sigma \tan \alpha$$

Con a y α como parámetros que definen la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y α el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ecuación anterior es de la misma forma que la ley clásica de Coulomb.

Los valores que adoptan los ángulos de fricción interna ϕ y aparente ϕ' para arcillas saturadas en las pruebas lenta y rápida consolidada respectivamente, pueden mencionarse los datos proporcionados por el laboratorio de la Universidad de Harvard bajo la dirección del Dr. A. Casagrande, según los cuales en una gran mayoría de arcillas el ángulo ϕ oscila entre 28° y 30° , mientras que ϕ' lo hace entre 14° y 15° . Los mínimos ángulos medidos fueron respectivamente de $\phi = 22^\circ$ y $\phi' = 11.5^\circ$. En prueba rápida como es natural, el ángulo de fricción aparente resulta de 0° , en suelos saturados.

Al hablar del método de los esfuerzos totales sólo se han mencionado las envolventes L y R , pero no la R_c . El uso de la envolvente L en dicho método sólo está justificado cuando las condiciones de campo son tales que los esfuerzos totales son a la vez efectivos, de manera que en este caso el criterio de los esfuerzos totales y el de los esfuerzos efectivos coinciden. Por lo que respecta a la prueba rápida-consolidada ha de decirse que sus condiciones representan muy rara vez a las del campo, de manera que una aplicación indiscriminada de ella puede ser causa de resultados erróneos y frecuentemente del lado de la inseguridad. Sin embargo, al estimar la resistencia en la superficie potencial de falla de una presa de tierra sujeta a vaciado rápido, se usa tal prueba, relacionando la resistencia al esfuerzo normal efectivo existente en la superficie de falla antes del vaciado.

5.3.2 Análisis con esfuerzos efectivos

Este tipo de esfuerzos es el que realmente define la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea L), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. El criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales está someramente descrito en la Fig. 5.5.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal, como por ejemplo, resulta de una serie de pruebas lentas; trazando los círculos de falla de cada una y dibujando a partir de ellos la línea L , tangente a todos (en general, la línea L quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el intervalo normalmente consolidado, pero dadas las incorrecciones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea L la recta que más se aproxima a la tangente común; En la presa de la Fig. 5.5 se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea L que se supone ya obtenida. Se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolidado. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.



Fig. 5.5 Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, trabajando con esfuerzos efectivos (Juárez y Rico, 1997)

El criterio anterior, aparentemente sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea L en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea L en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema.

La realidad sin embargo no es tan fácil, las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán en lo que sigue únicamente dos. En primer lugar se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas, cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, dejan pasar al cabo del tiempo y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, influyen de un modo notable, por su mayor rigidez, en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sujeta a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores, estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas, que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior; esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales, de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve, pues, que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, además de dilatada y costosa, pudiera no ofrecer en todos los casos particulares una garantía suficiente.

Actualmente puede intentarse la obtención de la línea L en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. Sin embargo, los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado por lo que no es común verlos en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de pie de obra.

En conclusión, puede decirse que hoy empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L , sea en el laboratorio o con ayuda de métodos teóricos y que, si bien estos métodos no pueden considerarse aún de uso común, permiten esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. Considérese la situación indicada en la Fig. 5.5, una vez obtenida la línea L , para realizar un análisis, sería preciso conocer la presión de poro u existente en cada punto de la estructura de tierra en estudio; por ejemplo, en el caso de la Fig. 5.5, sería necesario conocer el valor de u en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla supuesta, para restarlo en cada uno de ellos de la presión total σ (que sí se conoce) y así llegar al valor $\bar{\sigma}$, a partir del cual puede obtener la resistencia con base en esfuerzos efectivos, utilizando la línea L . Este es un problema no resuelto, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos en el interior de un espécimen, dentro de una cámara triaxial sujeta a un control de prueba menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aún disponiendo de la línea L se tendrá la dificultad adicional en la práctica de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas Instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra, superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas.

A pesar de todas las dificultades mencionadas, en los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

5.4 Verificación de la estabilidad

5.4.1 Condiciones para las cuales hacer la verificación de estabilidad

Hay que tomar en cuenta que un bordo de encauzamiento está sometido a diferentes condiciones desde su construcción y durante su operación, que determinan acciones y resistencias variables con el tiempo, y consecuentemente factores de seguridad cambiantes con el mismo; por ello, deben distinguirse diferentes etapas críticas en la vida de un bordo, para establecer en particular el grado de seguridad ante la probabilidad de que ocurra una inestabilidad de los

taludes. Las situaciones para las que se deberán verificar las condiciones de estabilidad de los taludes de bordos son las siguientes.

5.4.1.1 Condición a corto plazo o de fin de construcción

Esta condición es crítica para todo terraplén y se presenta al término de la construcción y corresponde a la etapa en la que se tiene un desarrollo máximo de la presión de poro (presión en el agua que ocupa los vacíos del suelo), provocada por el aumento de carga (peso propio del material del bordo) en un tiempo de construcción reducido. Esto último es tanto más cierto cuanto más impermeables sean los suelos (por ejemplo los arcillosos) ya que la rapidez de la construcción y la impermeabilidad del suelo provocan que no se disipe la presión de poro. **La situación anterior queda representada por condiciones no-drenadas de la resistencia al corte.**

5.4.1.2 Condición de operación con el nivel de aguas máximas extraordinarias

Esta situación ocurre cuando se alcanza el nivel máximo de la corriente de agua, lo que se supone sucede a largo plazo, una vez que se han disipado las presiones de poro provocadas por la construcción; consecuentemente imperan condiciones drenadas. **Las fuerzas de filtración que se generan por el flujo de agua del talud mojado hacia el seco, se deberán cuantificar mediante la red de flujo trazada para el caso, ésta deber involucrarse en el análisis de estabilidad.**

5.4.1.3 Condición de descenso rápido del nivel de agua después de una avenida

Frecuentemente, ésta es una situación crítica para el talud de aguas arriba. Ocurre cuando el nivel de agua disminuye en unos pocos días y la presión en el agua del suelo dentro del talud no puede ajustarse de inmediato al nuevo nivel del agua y, por tanto, se genera entonces un flujo descendente hacia el talud y con ello fuerzas de filtración que colaboran a su posible inestabilidad, ya que tienen una dirección semejante a la de la eventual superficie de falla.

5.4.2 Aplicabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante

Para la verificación que se debe realizar, hay que involucrar las propiedades de resistencia apropiadas. La premisa que debe satisfacerse en los ensayos de laboratorio para determinarlas, es que deben cumplir y representar las condiciones de campo correspondientes, primordialmente en lo que se refiere a las condiciones de drenaje; esto es, respetar en el ensaye las condiciones drenadas o no drenadas que privan durante la aplicación del esfuerzo cortante.

La determinación del factor de seguridad deberá hacerse, ya sea en término de esfuerzos totales o en término de esfuerzos efectivos, según la condición de que se trate como se describe a continuación.

5.4.2.1 Condición a corto plazo o de fin de construcción

El análisis se hace en término de esfuerzos totales (no se maneja de manera explícita la presión de poro, suponiendo que la que se genera en el ensaye es igual a la que ocurre en el campo, para un mismo estado de esfuerzo), involucrando la **resistencia aparente, c_u** (lo es, porque la resistencia verdadera es la definida en término de esfuerzos efectivos, mediante la cohesión efectiva y el ángulo de fricción interna). Se involucran esfuerzos totales, por lo que en los geostáticos deben considerarse los pesos volumétricos totales.

El parámetro que define esta resistencia es la cohesión aparente c_u la cual se determina mediante pruebas de compresión simple en especímenes compactados con el contenido de agua óptimo, empleando el patrón de compactación Proctor estándar. Alternativamente, podrán usarse ensayos triaxiales no-consolidados no-drenados (UU). El factor de seguridad admisible es 1.4.

5.4.2.2 Condición de operación a largo plazo

Con el nivel de aguas máximas extraordinarias, se empleará el análisis en término de esfuerzos efectivos, involucrando la resistencia efectiva en función de la cohesión efectiva, c' y el ángulo de fricción interna, ϕ' . Para la determinación de estos parámetros se recurre a las pruebas triaxiales drenadas en especímenes compactados como en el caso anterior, pero previamente saturados, siendo el factor de seguridad admisible de 1.5.

5.4.2.3 Condición de descenso rápido del nivel de agua después de una avenida

Esta situación corresponde a una condición transitoria de flujo no establecido, que puede analizarse en término de esfuerzos efectivos, involucrando los parámetros de resistencia que se obtengan de ensayos triaxiales consolidados no-drenados (CU). Los esfuerzos efectivos actuantes durante esta situación se determinarán tomando en cuenta las presiones en el agua derivadas del trazo de la red de flujo correspondiente. Las presiones hidráulicas estarán definidas por las líneas equipotenciales de dicha red; así, por ejemplo, en un punto situado en una superficie potencial de falla, se tendrá una presión del agua equivalente al nivel piezométrico de la curva equipotencial que pasa por ese punto. Esta presión del agua es la de poro total, con la condición de que el suelo esté previamente consolidado por su peso propio (condición a largo plazo). Para esta condición el factor de seguridad admisible es de 1.25.

En la tabla 5.1 se presentan los típicos valores de factor de seguridad bajo diferentes condiciones de carga que comúnmente se consideran en problemas de bordos y presas.

Tabla 5.1 Factores de seguridad, Lowe (1988)

Condición	Análisis	Prueba	Factor de seguridad
Final de construcción, aguas arriba y aguas abajo	Esfuerzo total	UU	1.25
Flujo establecido con llenado parcial, aguas arriba	Esfuerzo efectivo	CD	1.50
Flujo establecido, aguas abajo Vaciado rápido, aguas arriba	Esfuerzo efectivo Esfuerzo efectivo/total	CD CD o CU	1.50 1.25

5.5 Principales métodos de cálculo de la estabilidad de taludes

Los primeros pasos en el cálculo analítico de la estabilidad de taludes los dio Coulomb, en el siglo XVIII, al desarrollar un método de cuñas enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también utilizable en taludes libres.

Ya en el siglo XIX, la construcción de líneas férreas obligó a grandes movimientos de tierras, lo que trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos y, por tanto, la necesidad de un método de cálculo para prevenirlos.

Sin embargo no es hasta la primera mitad del siglo XX cuando puede hablarse de métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales.

En 1910, Fellenius desarrolla un método de cuñas, y en 1916 se utiliza por primera vez el de las dovelas, pero solo para suelos no cohesivos, y no es hasta las dos décadas siguientes que se consigue unificar la metodología para suelos con cohesión y con fricción interna, a la vez que se introduce en el cálculo el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Los métodos que pueden considerarse modernos se inician en 1954 con el de Bishop, para fallas circulares, y en 1956 el de Janbu, para superficies no circulares. La complejidad del cálculo ya era inquietante, y las sofisticaciones posteriores llegaron a hacer casi utópica la aplicación práctica, hasta que la aparición de la computadora convirtió en rutina a las metodologías consideradas casi imposibles, como la basada en Elementos Finitos.

Debe indicarse que antes de la expansión de la computadora se desarrollaron varios métodos simplificados, algunos de ellos basados en abacos y en soluciones

gráficas, que si en su momento llenaron un importante vacío, hoy ya no está justificado su empleo salvo como herramienta de estimación rápida y preliminar.

Los programas de uso habitual en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop y Janbu, así como algunos de los conocidos como rigurosos o "exactos", principalmente los de Spencer, Morgenstern y Price, y el de Sarma, que probablemente son los más experimentados. Una breve descripción de ellos se presenta más adelante.

Para completar este bosquejo histórico, no pueden dejarse fuera los esfuerzos que se dedican, en el campo teórico, al desarrollo de métodos que pueden llegar a ser realmente exactos, si se salvan las dificultades que hoy plantea el cálculo analítico de soluciones a modelos de rotura complejos. Son los basados en los teoremas de estados límites de la Teoría del Sólido Plástico que, en el tema aquí tratado, permiten definir un valor máximo para el FS en el equilibrio entre los trabajos de las fuerzas externas y los disipados internamente por la deformación, así como otro valor mínimo a partir del equilibrio entre los campos de tensiones internas y externos. La potencia de los métodos de Elementos Finitos y de Diferencias Finitas permite disponer de algoritmos para soluciones numéricas de problemas en esta línea, pero la parte negativa aparece cuando es necesario definir el material mediante Leyes Constitutivas mal conocidas, y que normalmente requieren la cuantificación de parámetros del suelo de difícil adquisición. En cualquier caso, son el futuro inmediato.

Y dentro de las posibilidades que se están abriendo, existen líneas de investigación que, a partir de técnicas de Inteligencia Artificial y Redes Neuronales, busca el diseño de Sistemas Expertos que integren desde la planificación del problema hasta el proyecto de las soluciones más adecuadas, pasando, evidentemente, por la fase de cálculo.

Casi la totalidad de los métodos utilizados actualmente se basan en el denominado de las dovelas (Fig. 5.6), que consiste en dividir el macizo potencialmente deslizante en dovelas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas, y finalmente analizar el equilibrio global, obteniendo un **Factor de Seguridad (FS) que se define como la relación entre fuerzas o momentos resistentes y fuerzas o momentos motores.**

El peso de la dovela (W) se descompone en un empuje tangencial (W_T) y otro vertical (W_N), paralelo y normal, respectivamente, a la base de aquella. W_T origina una tensión cortante, a la que se opone la propia resistencia al corte (s) del terreno, definida por la cohesión y la fuerza normal (W_N) disminuida en la presión intersticial (u). Las fuerzas V y H , con sus subíndices, definen la interacción entre dovelas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos. Si las circunstancias así le requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través del macizo, así como las acciones sísmicas.

Una vez calculado FS para una determinada curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra distinta, y así sucesivamente hasta obtener un mínimo para FS , suponiéndose entonces que esta será la curva crítica. Como puede observarse, el cálculo manual del proceso es lento y tedioso, prestándose a errores durante la manipulación de tan gran número de parámetros, y quedando siempre la incertidumbre de si el valor del FS que estimamos final es realmente el mínimo, o todavía podemos encontrar otra curva que lo minimice más, y aunque hay procedimientos para ir acotando progresivamente los FS , se necesita un número significativamente elevado de horas de trabajo para llegar a un valor fiable.

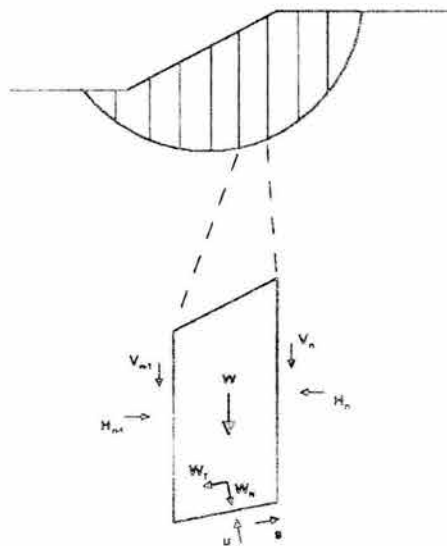


Fig 5.6 Método de las dovelas

Con el cálculo por computadora el procesamiento es prácticamente instantáneo, y permite analizar un gran número de alternativas, por lo que el valor mínimo de FS puede acotarse dentro de un intervalo razonablemente aceptable en un tiempo muy corto.

Se exponen a continuación los fundamentos de algunos de los métodos más utilizados en la práctica.

5.5.1 Método Sueco

Este método fue introducido a la ingeniería práctica por Knut E. Petterson y Sven Hultin en 1916 a raíz de las observaciones de deslizamientos lentos e imprevistos que ocurrieron en los muelles del puerto de Gotenburgo, Suecia.

El método está basado en dos suposiciones principales. Una es que la superficie de deslizamiento es cilíndrica y su traza con el plano en el que se realiza el

análisis, es un arco de circunferencia; la otra es la determinación por tanteos del círculo crítico.

Otras hipótesis que se asumieron en el análisis original son las siguientes:

1. Se supone una falla circular
2. El análisis es bidimensional sin tomar en cuenta el esfuerzo principal medio actuando normal a la sección considerada, lo que implica un estado de deformación plana.
3. Se considera que se cumple la ley de resistencia Mohr-Coulomb.
4. La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de falla.
5. Aun cuando el problema es estáticamente indeterminado, la discretización con dovelas y la introducción de ciertas suposiciones lo permiten tratar estáticamente.
6. No hay interacción entre dovelas

Para un suelo puramente cohesivo, Fig. 5.7, se puede observar que las fuerzas que producen el deslizamiento son el peso del área $ABCA$ por unidad de ancho, esta área está definida por el arco circunferencial del centro O y radio R (trazado arbitrariamente), también se deberán considerar las sobrecargas que pueden existir.

Si se toman momentos con respecto a un eje normal a través de O , como se ve en la figura 5.7 tendremos:

$$Mm = W d$$

Donde :

$$Mm = \text{momento motor}$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento, son las producidas por la cohesión a través de toda la superficie de falla; tomando momentos con respecto al mismo eje

$$Mr = c L R$$

Donde :

$$Mr = \text{momento resistente}$$

En el momento de falla incipiente tendremos:

$$Mm = Mr$$

$$Wd = cLR$$

Definimos como factor de seguridad FS :

$$FS = \frac{Mr}{Mm}$$

ó

$$FS = \frac{cLR}{Wd}$$

La mecánica de cálculo será entonces, obtener el FS para varias superficies de falla, y se comparan con un valor de 1.5 que se considera suficiente para asegurar la estabilidad del talud

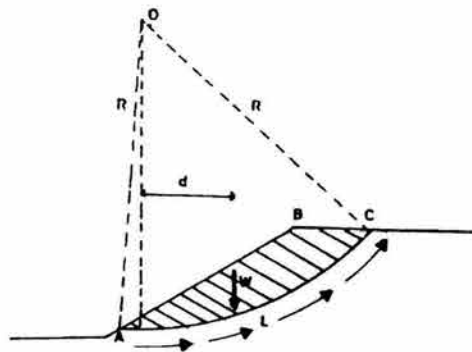


Fig. 5.7 Método Sueco aplicado a un suelo puramente cohesivo

5.5.2 Método de Fellenius (1927)

A éste método comunmente se le denomina "sueco" o de las "dovelas", tiene como base el estudio clásico de Petterson y sus principales hipótesis.

Se acepta la ley de resistencia Mohr-Coulomb, la cual implica que la fuerza que se puede desarrollar para resistir el movimiento en cualquier punto de la superficie de falla, es función del esfuerzo normal sobre la misma.

El método de Fellenius introduce la resistencia cortante por cohesión del suelo y el factor de seguridad está definido en término de momentos respecto al centro de giro.

A fin de calcular la resistencia contra deslizamiento a lo largo de un arco de circunferencia AC , de radio R y centro en O , consideremos la dovela (Fig. 5.8) de ancho b , pesos $W = \gamma_m z b$ y longitud de base l . Como ya se dijo, las fuerzas E y X se menosprecian.

Las fuerzas actuantes al considerar el equilibrio en la dirección perpendicular al fondo de la dovela son, además del peso:

$$U = u l = u b \sec \alpha$$

$$l = b \sec \alpha$$

$$S = W \sen \alpha$$

$$N' = N - U = W \cos \alpha - u b \sec \alpha$$

Donde:

- U : fuerza ejercida por la presión de poro u sobre la base de la dovela
- N' : fuerza normal efectiva
- S : fuerza tangencial a la superficie potencial de falla, necesaria para el equilibrio

El momento respecto a O de la resistencia cortante desarrollada a lo largo de la superficie de falla es:

$$M_r = R \Sigma(c' l + N' \tan \phi')$$

El momento motor

$$M_m = \Sigma W' x = \Sigma W' R \sen \alpha$$

$$M_m = R \Sigma W' \sen \alpha$$

$$FS = \frac{M_r}{M_m}$$

$$FS = \frac{R \Sigma(c' l + N' \tan \phi')}{R \Sigma W' \sen \alpha}$$

Sustituyendo se tiene finalmente el factor de seguridad asociado a una posible falla como la mostrada en la Fig. 5.8, en términos de esfuerzos efectivos es:

$$FS = \frac{\Sigma[c' b \sec \alpha + (N - U) \tan \phi]}{\Sigma W' \sen \alpha}$$

De la misma manera, en términos de esfuerzos totales se tienen:

$$FS = \frac{\sum [c_u b \sec \alpha + N \tan \phi_u]}{\sum W \sec \alpha}$$

Donde:

U : fuerza ejercida por la presión de poro, u , sobre la base de cada dovela

N : fuerza actuante en la base de cada dovela

N' : fuerza efectiva sobre la base de una dovela, $N' = N - U$

W : peso efectivo de cada dovela

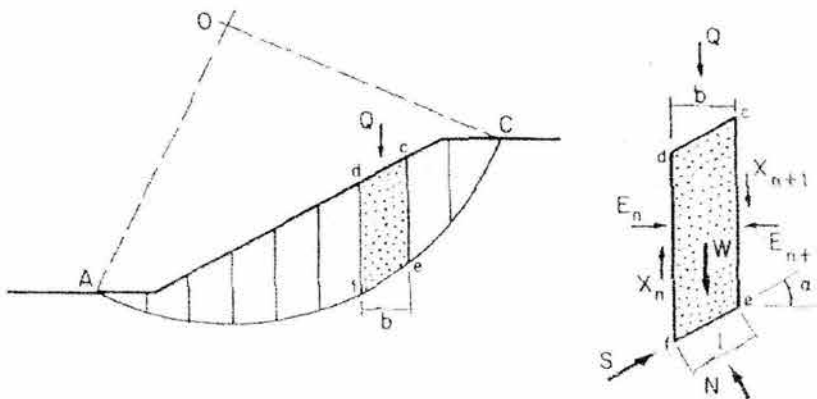


Fig 5.8 Análisis de estabilidad de taludes por el método Fellenius

5.5.3 Método de Bishop (1955)

Originalmente desarrollado para roturas circulares, considera que las interacciones entre las dovelas son nulas. El cálculo se lleva a cabo buscando el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular, aunque en la versión posterior se puede aplicar a superficies no curvas definiendo centros ficticios (ver subcap. 5.8).

5.5.4 Método de Janbu (1968)

Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre dovelas es nula, pero a diferencia de Bishop busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de corrección empírico aplicable al FS . En versión posterior se define una línea de empuje entre las dovelas y se buscan los equilibrios en fuerzas y momentos respecto al centro de la base de cada una.

5.5.5 Método de Spencer (1967)

Este, como los que se citan a continuación, también pertenecen a la categoría de los denominados “rigurosos”. Supone que de la interacción entre dovelas aparece una componente de empuje con ángulo de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, analiza tanto el equilibrio en momentos como en fuerzas en función de ese ángulo, hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el *FS* correspondiente. Es aplicable tanto a roturas circulares como generales.

5.5.6 Método de Morgenstern y Price (1965)

Al igual que el anterior, también es de aplicación general, y trata de alcanzar tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas. La diferencia fundamental estriba en que la interacción entre dovelas viene dada por una función que evalúa esa interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento.

5.5.7 Método de Sarma (1973)

Significó un cambio radical respecto a la filosofía de los anteriores, ya que se busca la aceleración horizontal necesaria para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. El *FS* es calculado reduciendo progresivamente la resistencia al cortante del suelo hasta que la aceleración se anula. Por sus características es aplicable a dovelas no verticales, y suele ser muy utilizado en el cálculo por Elementos Finitos.

No se agota aquí la relación de métodos existentes, pero puede considerarse que los citados son los de uso más general en la ingeniería práctica.

Y ahora, la pregunta obligada podría ser: ¿Cual debe utilizarse?. La respuesta depende de muchas variables, especialmente de la geometría de la línea de falla estimada y de los parámetros geotécnicos del terreno. ***En general, los que calculan FS por equilibrio de momentos están muy poco influenciados por las hipótesis respecto a la interacción entre dovelas, por lo que, en caso de falla circular en suelos relativamente homogéneos e isótropos, Bishop proporciona resultados fiables,*** pero si hay alternancia de estratos con características geotécnicas contrastadas será necesario ensayar superficies de rotura no circulares. Como recomendación general, pueden iniciarse tanteos con Bishop y Janbu para después, una vez definidas las condiciones más desfavorables, terminar con alguno de los métodos “rigurosos”. En realidad, esto no significa gasto de tiempo significativo ni inversión adicional en software, ya que la mayoría de programas implementan a Bishop y Janbu, junto a algunos de los otros citados.

En la Fig. 5.9 se expone un caso real de trazado de una carretera a media ladera en un macizo de suelo homogéneo con rotura circular, donde se aprecia la excelente aproximación que se obtiene utilizando Bishop, Janbu y Spencer.

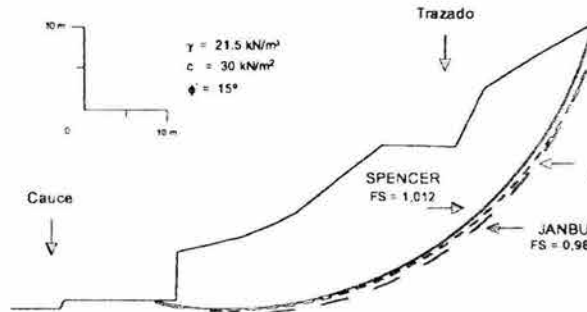


Fig. 5.9 Factor de seguridad (FS)

Por el contrario, en la Fig. 5.10, que refleja una excavación junto a una calzada, los FS pésimos se obtienen con curvas no circulares, apareciendo una notable diferencia entre el calculado por Janbu respecto al de Spencer, aunque ambos métodos coinciden en confirmar la inestabilidad. En este caso, la sospecha de error se orienta hacia el primero, ya que la verticalidad de la Línea de rotura haría necesaria una división en dovelas casi infinitesimales para que las fuerzas en la base de las mismas puedan considerarse uniformes, con lo que se llega a una evaluación imprecisa del FS . Como confirmación, la rotura se produjo siguiendo la curva de Spencer.

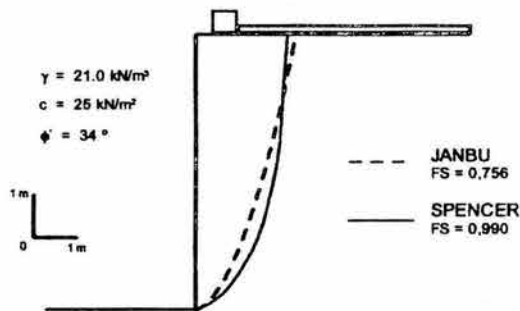


Fig 5.10 Factor de seguridad (FS)

En resumen el método sueco es el más simple y el más antiguo, no se toman en cuenta las fuerzas laterales entre las dovelas; la condición de equilibrio se establece solamente para el momento de volteo alrededor el centro del círculo de falla; el método es aplicable solamente para fallas circulares y el equilibrio de fuerzas no se satisface ni a nivel de dovela ni para la masa integral. Los otros métodos toman en cuenta la presencia de fuerzas laterales. Una hipótesis simplificadora común es que las fuerzas en la base de dovela actúan en el punto

medio, lo que reduce el número de incógnitas a $5n-2$ siendo n el número de dovelas. Quedan todavía $n-2$ incógnitas adicionales a las ecuaciones, Bishop (1955) supone que las fuerzas laterales cortantes son nulas reduciendo el número de incógnitas por $n-1$. En este método, queda sobrada una ecuación por lo que el equilibrio de fuerzas horizontales no se satisface en una dovela.

El método de Janbu y los de equilibrio de fuerzas (Lowe y Karafiath, 1960; USACE, 1970) tienen una característica común: el equilibrio de momentos no se cumple y el de fuerzas está satisfecho rigurosamente. Diferentes hipótesis han sido postuladas en cuanto a la dirección de inclinación de las fuerzas laterales. Los métodos de Spencer y Morgenstern-Price son rigurosos en el sentido de que se cumplen todas las condiciones de equilibrio. Spencer (1967) supone que todas las fuerzas laterales tienen una inclinación única. En cambio, Morgenstern y Price (1965) suponen que la inclinación de las fuerzas laterales no es constante sino una función de la posición horizontal de cada dovela. El método de Sarma ocupa un lugar especial en el análisis de presas ya que este método ha sido aplicado en cortinas zonificadas generando varias cartas de diseño útiles. El método se plantea suponiendo la existencia de fuerzas sísmicas horizontales.

En la tabla 5.2 se presenta un resumen de estos métodos, las condiciones de equilibrio consideradas y características sobresalientes.

Tabla 5.2 Métodos de análisis de estabilidad de talud

Método	Condición de equilibrio			Características
	Fuerza por x	Fuerza por y	Momento	
Método sueco	No	No	Sí	Sólo falla circular.
Método de Bishop simplificado	Sí	No	Sí	Sólo falla circular.
Método de equilibrio de fuerzas	Sí	Sí	No	Falla arbitraria.
Método generalizado de Janbu	Sí	Sí	Sí	Falla arbitraria. La localización de fuerzas laterales puede variar.
Método de Spencer	Sí	Sí	Sí	Falla arbitraria. Fuerzas laterales paralelas.
Método de Morgenstern y Price	Sí	Sí	Sí	Falla arbitraria. La orientación de fuerzas laterales puede variar.

Ante tantos métodos desarrollados la pregunta inmediata es cuál de ellos es el mejor. En los últimos treinta años se han realizado numerosos trabajos dedicados a estudios comparativos entre diferentes métodos. Según Duncan (1992), es difícil decidir cuál de los métodos es el más preciso pues no se conocen soluciones exactas para muchos casos. Sin embargo, es posible evaluar los métodos de dovelas utilizando resultados obtenidos de otras soluciones cuyas bases teóricas son mejor establecidas, entre las cuales están; el método del círculo de fricción, del espiral logarítmico y del elemento finito. Las conclusiones principales de este autor son las siguientes.

- El método sueco aporta soluciones demasiado erróneas si el análisis se realiza en función de esfuerzos efectivos en el que las presiones de poro son altas y el factor seguridad es bajo. El método, sin embargo, es perfectamente preciso para el suelo cohesivo y bastante correcto para análisis de esfuerzos totales cuando las fallas son circulares.
- El método de Bishop modificado es preciso para todas las situaciones salvo cuando surja algún problema numérico. Para detectarlos se comparan los factores de seguridad calculados por el método sueco y aquellos estimados por el de Bishop simplificado. El hecho de que los últimos factores son mayores que los primeros es un indicio de algún problema numérico,
- Los métodos del equilibrio de fuerzas (Lowe y Karafiath, 1960; USACE, 1970) son sensibles a la hipótesis de las inclinaciones de las fuerzas laterales. Una suposición errónea sobre estos valores puede resultar en la obtención de factores de seguridad seriamente equivocados, por lo que estos métodos tienen problemas numéricos en algunos casos.
- Los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio (Janbu, Spencer, Morgenstern y Price, y Sarma) tienen una diferenciado 12% o $\pm 6\%$ en el cálculo de factores de seguridad más críticos, lo que significa que todos ellos aportan soluciones correctas dentro de los criterios de tolerancia en cálculos ingenieriles.

5.5.8 Cartas de diseño

Las cartas de diseño son útiles para los análisis preliminares y para la verificación de resultados provenientes de programas de cómputo, que proporcionan soluciones bastante precisas si se definen con precisión la geometría del problema, condiciones del subsuelo entorno y cargas. La principal limitación de las cartas es que se utilizan varias hipótesis simplificadoras. Por ejemplo, casi todas suponen estratos de suelo homogéneo y uniforme. Su uso requiere de experiencias y criterios cuando el problema real es de suelos estratificados. En esta sección, se presentan algunas cartas de diseño, aplicables especialmente para el diseño de cortinas de tierra.

5.5.8.1 Cartas de Janbu

Janbu (1968) presentó dos grupos de cartas, uno para el análisis de esfuerzos totales suponiendo $\varphi' = 0$ y el otro, para el análisis de esfuerzos efectivos usando $\varphi' > 0$. Las fallas son circulares, el suelo es homogéneo y los parámetros son constantes.

Análisis de esfuerzos totales ($\varphi=0$). En la figura 5.11 se presenta el esquema del caso analizado. Un talud está cimentado sobre un estrato de suelo acotado por un estrato firme. El suelo y el terreno de cimentación son uniformes y caracterizados por valores constantes del peso volumétrico y cohesión.

La primera tarea del análisis es definir la localización del círculo de falla. Si los taludes tienen un ángulo de inclinación menor de 53° , el círculo crítico se profundiza tanto como sea posible y será tangente a la frontera superior del estrato firme. El centro del círculo se localiza sobre una línea que se extiende verticalmente hacia arriba, desde el punto medio del talud. Para taludes con inclinación mayor de 53° , el círculo de falla pasa por el pie del talud. Usando el ángulo de inclinación del talud se determinan en la figura 5.12 los centros unitarios de abscisa y ordenada, respectivamente x_0 e y_0 y, en consecuencia, $X_0 = x_0H$, $Y_0 = y_0H$, H es la altura del talud.

La carta de diseño está ilustrada en la figura 5.11 donde, los datos de entrada son el ángulo de inclinación del talud β y el factor de profundidad d ; este último define el cociente entre el espesor del estrato subyacente y la altura del talud. La carta proporciona el número de estabilidad N_0 . Las curvas mostradas en esta carta son esencialmente las mismas que presentaron Taylor (1937) y Terzaghi y Peck (1968).

En el talud se pueden presentar tres condiciones del entorno: **sumersión**, en la cual el agua que ejerce una presión exterior al talud; la **sobrecarga** sobre la corona del talud y **grietas de tensión** en la parte superficial de la corona. Las grietas de tensión pueden estar vacías o llenas del agua. Se determina de acuerdo con las condiciones del entorno el factor P_d tal como

$$P_d = \frac{1 + \frac{q}{\gamma H} - \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{H_w}{H}}{\mu_q \mu_w \mu_t} \quad (5.a)$$

donde q = *sobrecarga*, γ = *peso volumétrico del suelo*, γ_w = *peso volumétrico del agua* y H_w = *altura del agua fuera del talud*. Los factores de corrección por los efectos de sobrecarga, sumersión y grietas de tensión, denotados respectivamente por μ_q , μ_w y μ_t , están dados en la figura 5.13. Todos ellos dependen del tipo de falla, que puede ser por el pie de talud o por la base. Si los círculos son de pie de talud los factores son función del ángulo de inclinación del talud y, cuando los círculos son de base, los factores dependen de la profundidad de la base del terreno firme.

El factor de seguridad está dado por

$$F = N_0 \frac{C}{\gamma H} \frac{1}{P_d} \quad (5.b)$$

donde $C = \text{cohesión}$ y otros parámetros han sido definidos con anterioridad y el número de estabilidad se determina en la figura 5.11

Análisis de esfuerzos efectivos $\phi > 0$. El esquema del caso analizado es similar al caso ilustrado en la figura 5.11. En este análisis se toman en cuenta todos los factores de influencia incluidos en el análisis de esfuerzos totales: sobrecarga, sumersión y presencia de grietas de tensión. Además, se considera el nivel del agua dentro del talud que representa el efecto de filtración. El factor P_d definido antes sigue siendo válido; adicionalmente se introduce otro factor P_e definido como

$$P_e = \frac{1 + \frac{q}{\gamma H} - \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{H_w'}{H}}{\mu_q \mu_w} \quad (5.c)$$

donde H_w' es la altura del agua dentro del talud, medida desde la base del talud. Para el cálculo del factor P_e , los factores de corrección μ_q, μ_w se estiman utilizando la figura 5.13. Existe un caso especial en el que $\mu_q = 1$, cuando la consolidación del suelo es muy rápida. El factor de seguridad se determina para dos casos en cuanto al valor de la cohesión. Para $c' = 0$, el factor de seguridad está dado directamente por

$$F = \frac{P_e \tan \phi'}{P_d \tan \beta} \quad (5.d)$$

Para este caso, las fallas son planos superficiales. Para el caso $c' > 0$, se calcula en primera instancia el factor adimensional

$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \gamma H \tan \phi'}{c'} \quad (5.e)$$

Usando el valor de $\lambda_{c\phi}$ y $\tan \beta$, se determina el factor de estabilidad N_0 en la figura 5.14 para que finalmente se calcule el factor de seguridad

$$F = N_0 \frac{c'}{\gamma H} \frac{1}{P_d} \quad (5.f)$$

Para el análisis de esfuerzos efectivos, las fallas pasan por el pie de talud y la localización del círculo crítico se determina en la figura 5.15 usando el ángulo de inclinación del talud β y el factor $\lambda_{c\phi}$.

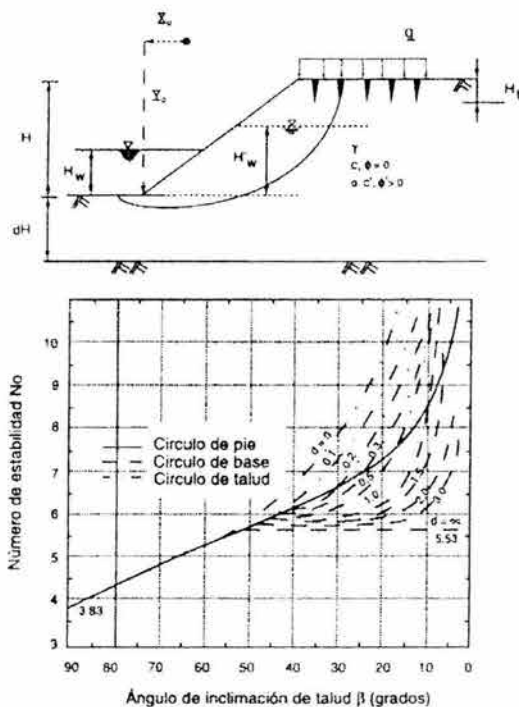


Fig 5.11 Carta de Estabilidad para el análisis de esfuerzos totales $\phi=0$ (Janbu, 1968)

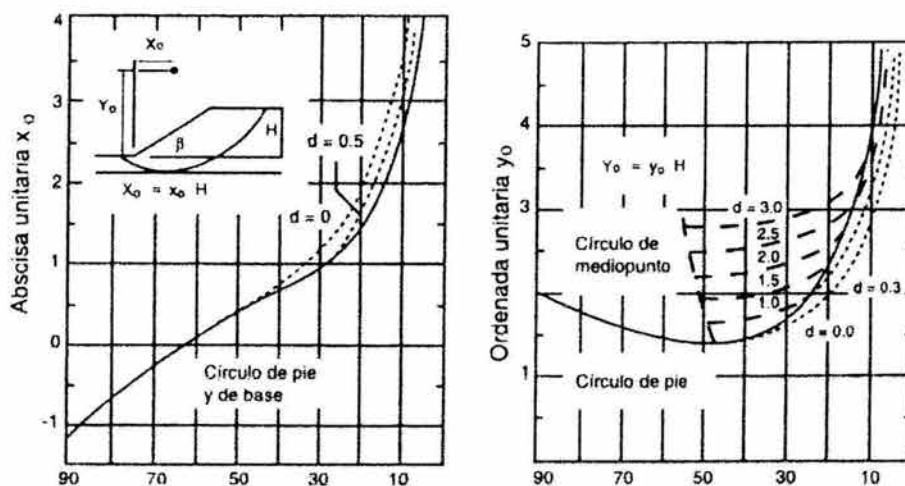


Fig 5.12 Coordenadas del centro de círculo de falla $\phi=0$ (Janbu, 1968)

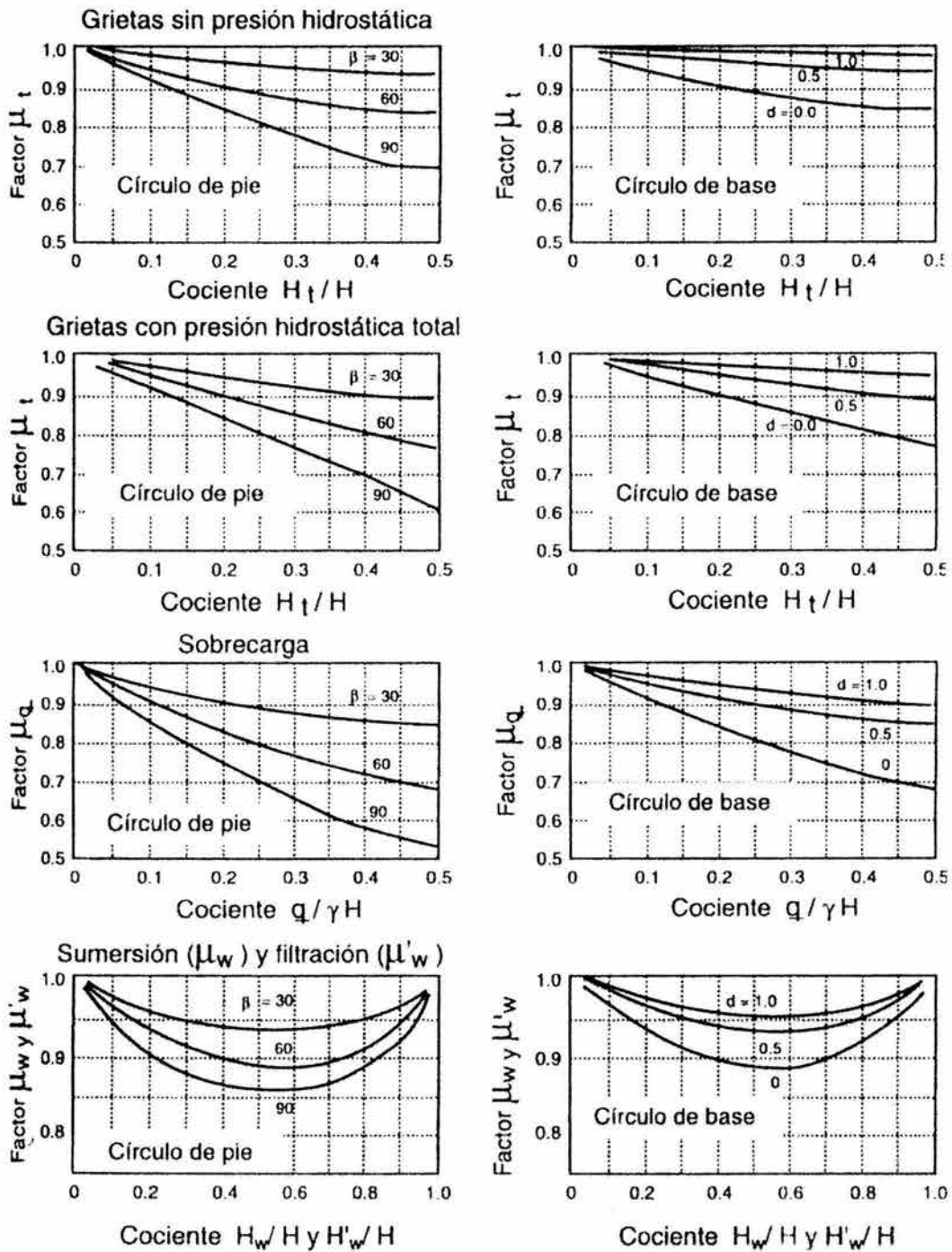


Fig 5.13 Factores de corrección para cartas de Janbu (1968)

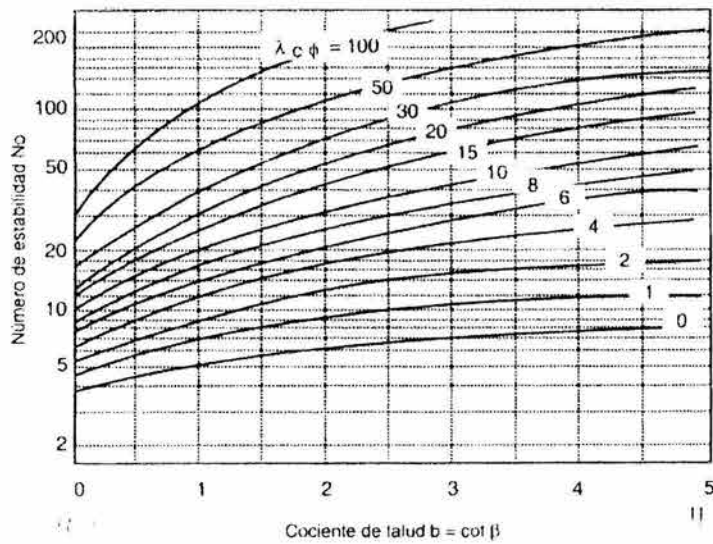


Fig 5.14 Carta de estabilidad para el análisis de esfuerzos efectivos $\phi > 0$ (Janbu, 1968)

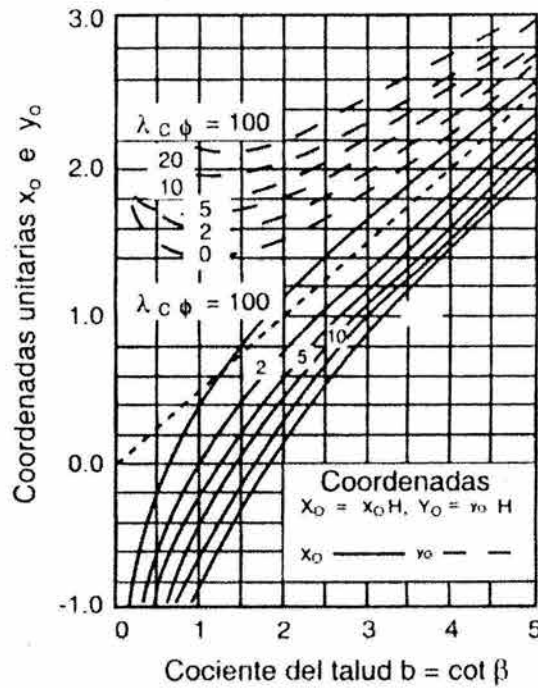


Fig 5.15 Coordenadas del centro de círculo de falla $\phi > 0$ (Janbu, 1968)

5.6 Efectos sísmicos sobre la estabilidad

En el caso de ocurrencia de un evento sísmico, los taludes se ven sometidos a las siguientes acciones:

1. Amplificación de la señal sísmica por efecto del relieve
2. Fuerzas de inercia inducidas por las masas propias
3. Cambio en los parámetros geotécnicos característicos de los materiales constitutivos del talud.

Se sabe que se producen más daños en las zonas elevadas de los relieves que en los valles, la explicación radica en fenómenos de interferencia, muy complejos, entre las diferentes ondas que inciden en la base del relieve y ascienden por él, pero se está lejos de llegar a una cuantificación fiable del fenómeno pues las medidas reales proporcionan amplificaciones de entre dos y diez veces las calculadas en modelos teóricos, incluso más. Se supone que la discrepancia estriba en el comportamiento de las ondas superficiales, pero también tiene una fuerte influencia la topografía del entorno del emplazamiento, así como la estratigrafía de los materiales, por lo que en el momento actual solamente pueden darse recomendaciones cualitativas.

La introducción de fuerzas de inercia en el cálculo para simular la acción sísmica parece el camino lógico, y basándose en él se han desarrollado los conocidos como métodos **pseudoestáticos** y **métodos dinámicos**.

Los primeros consisten en suponer que la masa de suelo, o las dovelas en que se divide, se ven sometidas a una aceleración, tanto positiva como negativa, en direcciones horizontal y vertical, que se supone es la máxima que va a producir el sismo. Es frecuente que la Normativa Sismorresistente proporcione los valores de esa aceleración según zonas geográficas y para diferentes periodos de retorno, pero en el análisis de la estabilidad de taludes se ha generalizado el cálculo de la aceleración crítica (a_N), que puede definirse como aquella que es capaz de producir deformaciones irreversibles en la masa de suelo, y cuya formulación es:

$$a_N = (FSE -) \text{ sen } \beta$$

conocida como fórmula de Newmark, en la que FSE es el Factor de Seguridad calculado con los métodos estáticos, y β es el ángulo medio del talud, siempre que no existan grandes irregularidades. También existen correlaciones empíricas para evaluar la magnitud de esos desplazamientos, por lo que la fórmula de Newmark, y la introducción de a_N , en los métodos de dovelas como generador de fuerzas adicionales, se ha convertido en una metodología muy utilizada cuando la falla de un talud no implique riesgos graves. Es normal que el software comercial para cálculo estático contemple la posibilidad de introducir la condición pseudoestática,

generalmente mediante un parámetro de aceleración horizontal y otro vertical como ya se ha indicado.

Cuando el riesgo ya es importante, caso por ejemplo de una presa de tierra, debe acudir a métodos dinámicos. En estos se modela el talud o la presa, generalmente mediante Elementos Finitos, y se le aplican varios acelerogramas, que pueden ser de terremotos reales o sintéticos, de forma que se cubran las posibilidades de la acción sísmica durante el periodo de vida de la obra. Esta metodología exige conocer la evolución de los parámetros resistentes de los materiales sometidos a las cargas cíclicas inducidas por el sismo, motivo por el cual no es de uso general, ya que el costo de la adquisición de esos datos solamente se justifica en actuaciones de riesgo, como ya se ha indicado, aparte de que el software es mucho más caro que el utilizado para cálculos pseudoestáticos.

Precisamente ese cambio en determinadas características del suelo es lo que invalida los métodos pseudoestáticos para el caso de sismos importantes. Las cargas cíclicas hacen que disminuya el Módulo Transversal (G), reduciendo por tanto la resistencia a cortante, a la vez que aumenta el amortiguamiento; y si las deformaciones son importantes, a partir de un cierto momento tras iniciarse el terremoto, los parámetros geotécnicos del suelo no se parecen en nada a los originales.

Otro factor de riesgo importante es la licuefacción, que puede ocurrir en el propio talud o en su zona de influencia si existen capas arenosas susceptibles. Durante ese proceso se generan presiones intersticiales que pueden igualar a las efectivas, con lo que la resistencia al corte se hace prácticamente nula. En el cálculo del talud se puede simular su efecto incrementando la presión intersticial en una cantidad que puede calcularse a partir de ensayos triaxiales o de correlaciones empíricas.

La liberación de energía debida a sismo produce ondas sísmicas que viajan a través del suelo. Este tipo de cargas dinámicas transitorias incrementan instantáneamente el esfuerzo cortante en un talud y decrece el volumen de vacíos del material que conforma el talud, lo que conduce a un incremento de presión en los poros y fracturas; por lo tanto, las fuerzas cortantes se incrementan y las fuerzas de fricción resistentes a éstas decrecen. En otras palabras, los sismos pueden incrementar el esfuerzo cortante actuante y reducir la resistencia cortante por el incremento de la presión de poro.

Posterior a un sismo, un talud puede ser más débil, más firme o puede permanecer igual que antes de que se presentase el movimiento telúrico.

Los movimientos debidos a sismo son capaces de desestabilizar los estados de inercia en taludes y terraplenes. La resistencia al cortante del suelo puede ser reducida debido a las cargas transitorias (por ejemplo deformaciones cíclicas) o debido a la generación de exceso de presión de poro. El efecto combinado de

cargas sísmicas y el cambio en la resistencia al cortante se reflejará como el decremento en la estabilidad del talud afectado.

Normalmente, las cargas cíclicas generan un exceso de presión de poro en materiales saturados no cohesivos (gravas, arenas y limos no plásticos), los cuales pueden licuarse con una pérdida de resistencia antes del sismo. Sin embargo, los suelos cohesivos y los materiales secos no cohesivos no son generalmente afectados por las cargas cíclicas al mismo grado.

Los análisis de estabilidad sísmica de taludes consideran las fuerzas cortantes laterales que se generan en la masa de suelo durante un sismo provocando desplazamientos relativos. Estos desplazamientos, están en función de la intensidad del sismo y del espectro generado por el movimiento. En general, se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de la estabilidad de taludes durante sismo, según el orden de complejidad y de costo:

1. Método pseudoestático. Las fuerzas de inercia del sismo son simuladas por la inclusión de una fuerza estática horizontal y vertical en un análisis de equilibrio al límite.
2. Método de desplazamientos de Newmark. Este método está basado en el concepto de que la aceleración actual del talud puede exceder a la estática y produce desplazamientos permanentes.
3. Estabilidad después del sismo. Este método utiliza pruebas de laboratorio de resistencia no drenada, determinadas sobre muestras representativas de suelo que han estado sujetas a cargas cíclicas equivalentes a sismo.
4. Análisis dinámico de elemento finito. Análisis en dos o tres dimensiones usando modelos constitutivos de suelo darán detalles concernientes a esfuerzos, deformaciones y desplazamientos permanentes.

Del listado de métodos antes presentado, los primeros dos han sido generalmente bien establecidos en ingeniería geotécnica práctica, principalmente debido a su facilidad de implementación, familiarización y economía. El método de estabilidad después del sismo es simple de implementar, pero requiere de extensas pruebas de laboratorio para determinar la resistencia al cortante de los suelos de algunas superficies potenciales de falla en el talud. El análisis de elemento finito es costoso, y requiere también de pruebas de laboratorio para determinar los parámetros del modelo constitutivo así como de computadoras de considerable potencia.

El método pseudoestático ofrece una simple aproximación para la evaluación de la estabilidad de un talud en una región sísmica. Esta es una implementación al método de equilibrio al límite, con la modificación correspondiente al incluir fuerzas sísmicas horizontales y verticales que son utilizadas para simular las fuerzas de inercia potenciales debidas a las aceleraciones del terreno durante un sismo. Esas

fuerzas sísmicas asumen ser proporcionales al peso de la masa potencial de deslizamiento multiplicada por un coeficiente sísmico k_h , y k_v , expresados en términos de la aceleración. Normalmente, la fuerza sísmica actúa solamente en dirección horizontal, esto es $k_v = 0$, induciendo a una fuerza de inercia, $k_h W$, en el talud, donde W es el peso de la masa potencial de deslizamiento. Posteriormente se calculará el factor de seguridad con los métodos convencionales. La gran dificultad de éste procedimiento radica en la selección de un coeficiente sísmico apropiado y el valor de una factor de seguridad aceptable.

La República Mexicana se encuentra regionalizada en cuatro zonas sísmicas: A, B, C y D, para tres tipos distintos de terreno: *firme (I)*, de *transición (II)* y *blando (III)*. En la tabla 5.3 se muestran coeficientes sísmicos básicos de diseño por zona (Esteva y Ordaz 1995).

Tabla 5.3 Coeficientes sísmicos horizontales por zona (Esteva y Ordaz, 1995)

ZONA	TERRENO		
	I	II	III
A	0.08	0.18	0.24
B	0.16	0.36	0.45
C	0.25	0.55	0.70
D	0.34	0.75	0.95

5.7 Flujo de agua a través de medios porosos

El análisis de flujos de agua a través de medios porosos permite conocer

- 1.- El gasto de infiltración a través de la zona de flujo
- 2.- La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que ocurre
- 3.- Las posibilidades del agua de infiltraciones de producir arrastres de material sólido, erosiones, tubificaciones, etc.

La primera cuestión es importante porque todo gasto que se infiltre a través de una cortina o bordo de tierra representa una pérdida que debe ser cuantificada.

La segunda cuestión suele ser la más importante de las conectadas con los problemas de flujo de agua en suelos, a lo menos desde un punto de vista práctico. Cuando el agua fluye, la presión a la que está sujeta es, por definición, hidrodinámica y este hecho produce varias repercusiones importantes. En primer lugar, dependiendo de la dirección del flujo, la presión hidrodinámica puede alterar el peso específico sumergido del suelo; por ejemplo, si el agua fluye verticalmente hacia abajo aquel se incrementa en el valor de tal presión; si el flujo ocurre

verticalmente hacia arriba, se ejerce un efecto boyante sobre las partículas del suelo, que equivale a la disminución de su peso específico. En segundo lugar y de acuerdo con la ecuación de Coulomb:

$$S = (\sigma - u)tg\phi$$

el aumento en la presión del agua produce la correspondiente disminución de la presión efectiva y por lo tanto de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, de modo que una estructura que se haya revelado estable en condición exenta de flujo, deberá ser revisada desde este punto de vista suponiéndola sujeta a flujo, siempre que esta condición sea susceptible de presentarse.

La tercera cuestión es también de gran importancia práctica, pues el agua al infiltrarse a través del suelo puede producir particularmente en ciertas zonas, arrastres de partículas sólidas que, en el caso en que no reciban la debida atención del proyectista o del ingeniero de conservación, pueden llegar a poner en peligro la estabilidad de la obra de tierra, al dejarla materialmente surcada por túneles y galerías formadas por erosión.

5.7.1 Ecuación hidrodinámica

Considérese una región de suelo como la mostrada en la figura 5.16, a través de la cual fluye agua con velocidad V y cuyas componentes son V_x , V_y , V_z . Supóngase que el régimen se ha establecido.

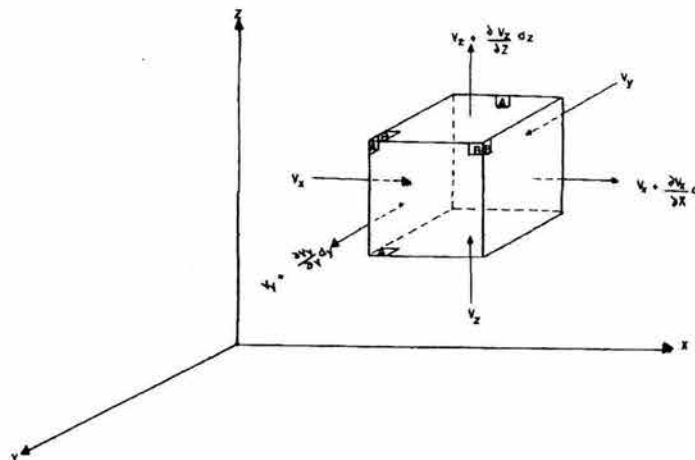


Fig. 5.16 Región sujeta a flujo tridimensional (Vega y Arreguín, 1987)

Si arbitrariamente aceptamos que las componentes de velocidad en las caras A , son V_x , V_y , V_z , en las caras B las componentes serán:

$$V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx$$

$$V_y + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy$$

$$V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz$$

Si aceptamos que el suelo está saturado y es incompresible de la ecuación de continuidad tendremos:

$$V_x dy dz + V_y dx dz + V_z dx dy = \left[V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right] dy dz + \left[V_y + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy \right] dx dz + \left[V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \right] dx dy$$

En la expresión anterior, el primer miembro representa el gasto que entra al elemento y el segundo, el que sale.

Reduciendo términos semejantes:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0$$

Que no es más que la ecuación de continuidad, la cual juega un papel importante en la teoría de flujo de agua. En resumen, las hipótesis que implica la aceptación de esta ecuación de continuidad, tal como ha sido deducida son:

1. El régimen es establecido
2. El suelo esta saturado
3. El agua y las partículas sólidas son incompresibles en si mismas
4. El suelo no modifica la estructura del suelo de ninguna forma

Si ahora se supone válida la Ley de Darcy, se podrá escribir para la velocidad de descarga del agua a través del elemento lo siguiente:

$$V = -K \frac{\partial h}{\partial l}$$

El gradiente hidráulico $\frac{\partial h}{\partial l}$ también se puede expresar por medio de sus componentes, entonces:

$$V_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$V_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$V_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Sustituyendo estas componentes en la ecuación de continuidad

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Si pretendemos hacer un análisis bidimensional, la anterior ecuación se reducirá a:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Ahora, si el suelo es isótropo respecto a su permeabilidad, tendremos que:

$$K_x = K_y = K$$

Se reducirá aún más nuestra ecuación, quedando:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \nabla^2 h = 0$$

Esta última tiene la conocida forma de la **ecuación de Laplace**, la solución general de esta ecuación esta constituida por dos grupos de funciones que son, a su vez, susceptibles de una interpretación geométrica muy útil, según la cual ambos grupos de funciones pueden representarse dentro de la zona de flujo en estudio como dos familias de curvas ortogonales entre si.

Atendiendo al caso del flujo bidimensional, e Introduciendo la función:

$$\phi = -Kh + C$$

que satisface la ecuación de Laplace, por lo que debe de cumplirse:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0$$

y también, de acuerdo con expresiones anteriores, se tendrá que

$$V_x = \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

$$V_y = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

Así la función $\phi(x,y) = cte$ es una solución de la ecuación de Laplace y esta representará una infinidad de funciones, obteniéndose una curva distinta para cada valor diferente de la constante C. A la función $\phi(x,y) = cte$ se le conoce como función de potencial.

Consideramos ahora una función $\psi(x.,y) = cte$, llamada función de flujo, que también satisface la ecuación de Laplace, de modo que se cumple:

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0$$

y cuyas relaciones con el potencial y la velocidad son:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial y} = V_x; \quad \frac{\partial \Psi}{\partial y} = -\frac{\partial \phi}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \Psi}{\partial x} = V_y; \quad \frac{\partial \Psi}{\partial x} = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

Una Interpretación geométrica nos permite ver que la familia de curvas $\psi(x.,y) = cte.$ es ortogonal a la familia de curvas $\phi(z,y) = cte.$

Analicemos la función:

$$\phi = -Kh + C$$

Si en una curva tenemos que $\phi=cte$ en todos sus puntos, implica que h también será constante, es decir todos los puntos de esa curva tendrán la misma carga hidráulica y las llamaremos líneas equipotenciales.

Se puede demostrar que la trayectoria del agua tiene como ecuación $\psi(x,y) = cte$, por lo tanto podemos inferir que la función $\psi(x,y) = cte.$, nos representa la trayectoria física del agua. Las curvas $\psi(x,y) = cte$, coinciden con las líneas de corriente o de flujo.

Debido a lo complejo que es obtener una solución puramente matemática, se ha recurrido a la solución gráfica que exige se cumplan dos condiciones:

1. Guardar la ortogonalidad de las dos familias de curvas
2. Delimitar las condiciones de frontera

5.7.2 Trazo de la red de flujo

Como se ha mencionado anteriormente, la ecuación de Laplace queda resuelta por dos familias de curvas ortogonales entre sí, que son las líneas de flujo y las líneas equipotenciales.

El trazo de la red de flujo comprende en la práctica los siguientes pasos:

- 1.- Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera.
- 2.- Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución única de la ecuación de Laplace.

Como se trata de un método práctico, deberán dibujarse sólo algunas líneas del número infinito de ellas en la región en estudio.

Existen dos recomendaciones generales:

1. Las líneas de flujo deberán trazarse de tal manera que el gasto que pase entre dos de ellas sea el mismo (Δq)
2. Las líneas equipotenciales se trazan tratando que la caída de potencial entre cada dos de ellas sea la misma (Δh) Fig. 5.17.

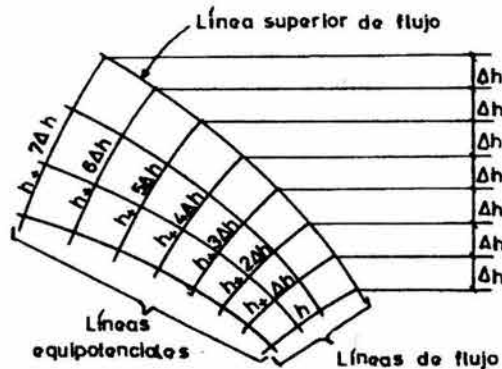


Fig. 5.17 Trazo de una red de flujo (Vega y Arreguín, 1987)

El gasto total de filtración puede calcularse con la ecuación:

$$q = k h F_f$$

donde:

K es permeabilidad
 h es carga hidráulica

$$F_f = \frac{n_f}{n_e}$$

n_f = número de canales de flujo de la red (canal de flujo región entre dos líneas de flujo)

n_e = número de caídas de potencial en la red

Delimitación de las condiciones de frontera: Como ya se dijo un requisito para trazar la red es conocer sus fronteras; en presas de tierra esto no es fácil, ya que no todas las fronteras son fácilmente determinables. Sea la presa de la figura 5.18.

La línea AB es una línea equipotencial, por tener todos sus puntos la misma carga hidráulica total. La línea AC es una línea de flujo ya que es el límite entre un material permeable y uno impermeable, y por lo tanto el agua en su recorrido la seguirá.

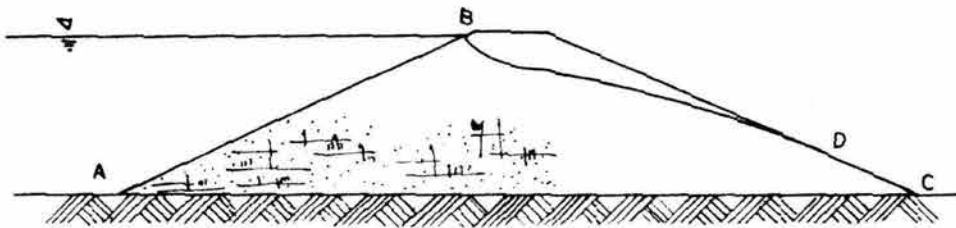


Fig 5.18 Delimitación de las condiciones de frontera (Vega y Arreguín, 1987)

No es fácil determinar las líneas BD y DC porque el punto D no se conoce a priori.

La línea de flujo BD que limita la zona de flujo dentro de la presa, recibe el nombre de línea de corriente superior y ha de ser, por lo menos, aproximadamente determinada para poder trazar la red de flujo.

La línea de corriente superior no sólo es la línea de flujo, sino que también es una línea equipresión, en la que todos los puntos tienen la presión cero. La misma propiedad ha de cumplirse a lo largo de la línea DC que también es una línea equipresión.

La línea BD debe entrar a la presa formando un ángulo de 90° por lo tanto en el punto B podremos saber como se inicia la línea de corriente superior. Existen casos en que el ángulo del talud aguas arriba es mayor que 90° y habrá que hacer

algunas consideraciones adicionales, que no se verán aquí. En la fig 5.19 se presenta la forma de entrada de la línea superior de corriente.

Para determinar el punto D , es decir el punto de salida de la línea de corriente superior se demuestra que cuando el ángulo del talud aguas abajo es menor o igual a 90° , la línea de corriente superior debe salir tangente a dicho talud. Fig 5.20.



Fig 5.19 Entrada de la línea superior de corriente (Vega y Arreguín, 1987)

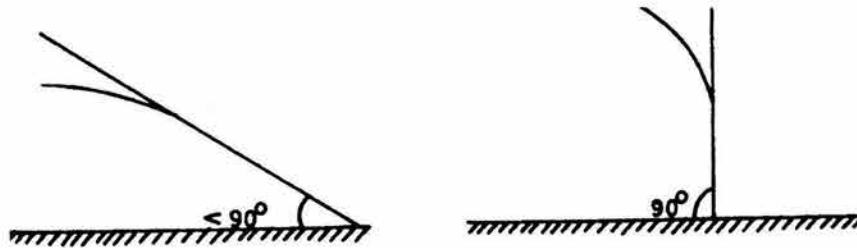


Fig 5.20 Salida de la línea superior de corriente (Vega y Arreguín, 1987)

El problema de determinar la posición de la línea de corriente superior dentro de una presa de tierra es de los que caen en el grupo denominado de flujo no confinado, por estar la región de flujo no completamente determinada a priori; la frontera faltante es precisamente la línea de corriente superior, que es la traza de una superficie a la presión atmosférica.

Alrededor de 1931 Kozeny propuso una solución rigurosa para el caso ilustrado en la Fig. 5.21, común relativamente en presas de tierra en el que ángulo α tiene el valor de 180° .

Para poder determinar la posición del punto D , es necesario conocer primero la línea de corriente superior, aquí se presentará la solución propuesta por Kozeny para ángulos $\alpha = 180^\circ$ Fig. 5.21, donde α es el ángulo medido en la horizontal del lugar. Para este caso existe una solución rigurosa de la ecuación de Laplace, que son un conjunto de parábolas correspondientes a las líneas de flujo y a las equipotenciales, con foco común, en A , Fig. 5.22, la ecuación de la línea de corriente superior, referida a un sistema de ejes rectangulares con origen en el foco A es:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

donde:

y_0 = ordenada en el origen, de coordenadas de la línea de corriente superior

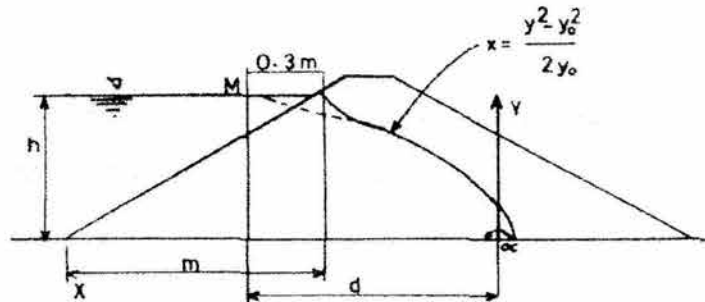


Fig 5.21 Posición de la línea de corriente superior (Vega y Arreguín, 1987)

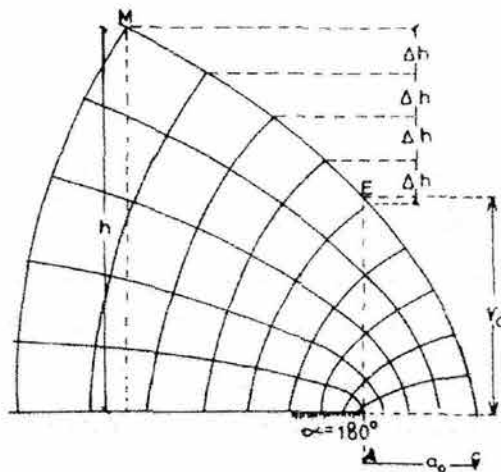


Fig 5.22 Solución de Kozeny (Vega y Arreguín, 1987)

En la solución se supone conocido un punto M de coordenadas d y h ver Fig. 5.21 entonces se pueden calcular los valores a_0 y y_0 , ver Fig. 5.20, siendo:

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + h^2} - d)$$

Es de gran utilidad práctica el trazo de la parábola básica de Kozeny, a continuación se describirá el procedimiento para ello:

1. El problema puede plantearse tratando de pasar una parábola por el punto M y que tenga su foco en el punto A , ver Fig. 5.23.

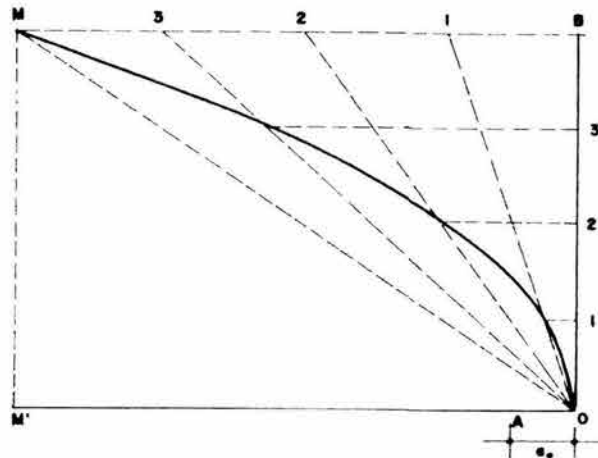


Fig 5.23 Método para el trazo de la parábola básica de Kozeny (o de cualquier parábola) (Vega y Arreguín, 1987)

2. La distancia a_o se puede calcular con la fórmula:

$$a_o = \frac{1}{2} [\sqrt{d^2 + h^2} - d]$$

3. Con esto se puede conocer el punto O , por este punto se traza una vertical que corta a una horizontal que pasa por el punto M , los segmentos OB y MB se dividen en el mismo número de partes, ahora se trazan líneas rectas que unen O con cada uno de los puntos de división del segmento BM , trácense horizontales por las divisiones de OB que intercepten a las rectas que salen de O , estos nuevos puntos corresponden precisamente a la parábola.

A. Casagrande extendió el estudio de la parábola básica de Kozeny para ángulos α entre 60° y 180° y poder definir el punto de salida B . Para explicarlo se hará uso de la Fig. 5.24.

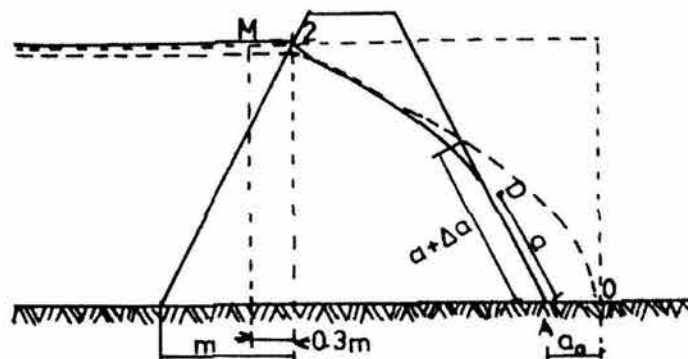


Fig 5.24 Solución de A. Casagrande para el punto de salida (Vega y Arreguín, 1987)

1. Primero se traza la parábola básica, colocando el foco en el punto A, el punto O se sitúa calculando a_0 como se ha definido anteriormente, este trazo puede hacerse haciendo uso del método citado anteriormente.
2. El siguiente paso es definir el punto D por medio de la distancia a . A. Casagrande, después de dibujar las redes de flujo para diferentes ángulos α comprendidos entre 60° y 180° y comparada la distancia $a' = a + \Delta a$ entre el pie del talud aguas abajo y la intersección de la parábola básica y dicho talud con la correspondiente distancia a entre el pie del talud y el punto D, entre a y a' , obtuvo una relación que permite obtener a ; esta relación expresada en la forma $a/(a+\Delta a)$ es la que aparece en la Fig. 5.25.

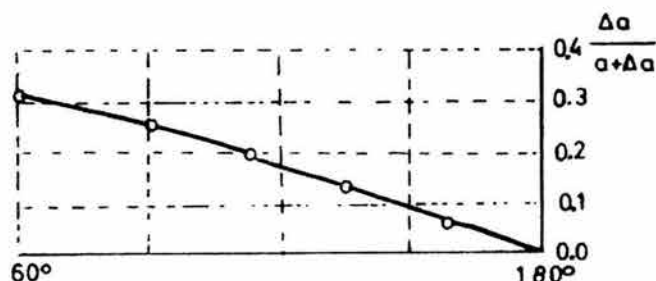


Fig 5.25 Corrección de A. Casagrande para la obtención del punto de salida D, de la línea de corriente superior (Vega y Arreguín, 1987)

3. Una vez que se conoce el punto D, se traza a mano la corrección a la parábola básica de Kozeny recordando que debe ser tangente al talud aguas abajo.

Finalmente, determinada la red de flujo es posible determinar la **presión de poro** y el **gradiente hidráulico** en cualquier punto de la masa de suelo en estudio y juzgar los peligros a los que la presa estará expuesta.

5.8 Método de Bishop

5.8.1 Método de Bishop simplificado

El método de Bishop simplificado se basa en la consideración del momento de equilibrio de la masa de suelo que está por arriba del supuesto círculo de falla, Fig. 5.26. La masa de suelo se subdivide en cierto número de dovelas verticales de ancho b y altura h . El peso volumétrico en una dovela es denotado por γ , por lo que el peso de cada dovela será γbh . El máximo esfuerzo cortante resistente τ_r , que actúa en la frontera inferior de la dovela esta en función de la cohesión c y el esfuerzo efectivo vertical σ' (ecuación de Mohr-Coulomb):

$$\tau_r = c + \sigma' \tan \phi \quad (5.1)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material.

El factor de seguridad FS de un talud suele definirse según la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_a} = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{\tau_a} \quad (5.2)$$

donde τ_a es el esfuerzo cortante actuante, por lo tanto:

$$\tau_a = \frac{I}{FS} [c + \sigma' \tan \phi] \quad (5.3)$$

Se supone que el factor de seguridad es el mismo para todas las dovelas.

El equilibrio de momentos con respecto al centro del círculo de falla puede ser expresado por la suma de momentos del peso de cada dovela con respecto al centro del círculo de falla, y la suma de momentos de las fuerzas cortantes actuantes en la base de cada dovela. La distancia horizontal del centro de cada dovela al centro del círculo es $r \sin \alpha$ y el área de la base de la dovela es $b / \cos \alpha$, esta condición de equilibrio puede ser expresada como:

$$\sum [\gamma h b r \sin \alpha] = \sum \left[\tau_a \frac{b}{\cos \alpha} r \right] \quad (5.4)$$

Suponiendo que todas las dovelas son del mismo ancho, y sustituyendo la expresión (5.3) en la expresión (5.4), el factor de seguridad que se obtiene es el siguiente:

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c + \sigma' \tan \phi}{\cos \alpha} \right]}{\sum \gamma h \sin \alpha} \quad (5.5)$$

Esta fórmula es la base de diversos métodos, tales como los desarrollados por Fellenius (1927) y Bishop (1955). El método de Bishop ha sido validado comparándolo con casos particulares resueltos, y ha dado resultados satisfactorios.

El método de Bishop simplificado supone también que las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de una dovela cualquiera tienen una resultante nula en dirección vertical, **el método supone que las fuerzas transmitidas entre dovelas adyacentes son estrictamente horizontales**. En la figura 5.26 se muestra el equilibrio vertical de una dovela, y se tiene que:

5.8.2 Método de Bishop simplificado considerando efectos sísmicos y de filtración

Las presiones hidrodinámicas y las fuerzas de filtración que existen en la zona de flujo de agua ejercen una poderosa influencia sobre los elementos de la superficie hipotética de falla; esta influencia es generalmente de carácter negativo, es decir, cuando un talud está sujeto a flujo, su estabilidad se ve normalmente disminuida, respecto al caso en que se considere seco al talud.

Como ya se ha indicado las **fuerzas de filtración** son debidas a un cambio de la carga hidráulica (*carga de posición + carga de presión*) causado por la fricción viscosa del flujo del agua. En un medio poroso uniforme esta fricción obra en los granos del suelo, constituyendo una fuerza de volumen. El valor de esta fuerza por unidad de volumen es igual al producto del peso específico γ_w por el gradiente hidráulico i , y su dirección es la de la velocidad de la corriente en el punto considerado. Se tiene así que al considerar una superficie hipotética de falla la zona comprendida arriba de ella está sujeta además de la fuerza de gravedad a la fuerza de filtración. El efecto de esta fuerza de filtración aumenta el momento motor que tiende a hacer girar a la masa deslizante alrededor del centro del círculo de falla. Se ha argumentado en el pasado que este efecto es pequeño comparado con el de la fuerza de gravedad, pero los cálculos efectuados en algunas presas de tierra han revelado una importante influencia en el factor de seguridad resultante.

El momento de las fuerzas de filtración deberá sumarse al momento del peso del suelo, calculado con el peso específico sumergido bajo la línea de corriente y en la condición que corresponda arriba de ella.

Por otra parte, los análisis de estabilidad sísmica de taludes, requieren considerar las fuerzas cortantes laterales que se desarrollan en una masa de suelo en respuesta directa a los desplazamientos inducidos por un sismo. Dichos desplazamientos están en función de la intensidad del sismo y del espectro generado por éste.

Para un diseño preliminar, o incluso cuando los análisis son complicados y no se obtienen resultados confiables, una alternativa a esos métodos es el método pseudoestático, este método toma en cuenta el efecto de sismo en términos de una fuerza equivalente horizontal y otra vertical que actúan en el centro de gravedad de la masa de suelo, y ambas se multiplican por un cierto coeficiente sísmico.

Con base en lo anterior, se realizaron las modificaciones correspondientes al método de Bishop simplificado, para la obtención del *FS*.

5.8.2.1 Obtención del FS considerando fuerzas periféricas y peso total

Se realiza la suma de momentos de una sola dovela con respecto al centro del círculo de falla propuesto, y se obtuvo que (ver figura 5.25):

$$F_h d + (W_d + W_{sat} + F_v) L = \tau A r \quad (5.9)$$

de la misma figura, también se deducen las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} h &= d_1 - d_2 \\ h &= h_1 - h_2 \\ L &= r \sin \alpha \\ d_1 &= r \cos \alpha \\ F_{perif} &= u A = u b / \cos \alpha \\ F_h &= k_h (W_d + W_{sat}) \\ W_d &= \gamma_d b h_1 \text{ (peso seco)} \\ W_{sat} &= \gamma_{sat} b h_2 \text{ (peso saturado)} \\ d &= (d_1 + d_2) / 2 \\ F_{resist} &= \tau A = \tau b / \cos \alpha \\ F_h &= \sigma' A = \sigma' b / \cos \alpha \\ F_v &= k_v (W_d + W_{sat}) \end{aligned}$$

Por otra parte, planteando solamente el equilibrio vertical de la dovela de la misma figura, se obtuvo que:

$$\begin{aligned} \sum F_y &= 0 \\ -(W_d + W_{sat} + F_v) + (\sigma' + u) \frac{b}{\cos \alpha} \cos \alpha + \tau \frac{b}{\cos \alpha} \sin \alpha &= 0 \end{aligned}$$

sustituyendo en la expresión anterior las relaciones deducidas y factorizando se encontró:

$$- [b(\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2)(1 + k_v)] + (\sigma' + u)b + \tau b \tan \alpha = 0$$

despejando al esfuerzo normal σ'

$$\sigma' = (\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2)(1 + k_v) - \tau \tan \alpha - u \quad (5.10)$$

Por otro lado, recordando que la resistencia al esfuerzo cortante actuante de un talud se define como:

$$\tau_a = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{FS}$$

y sustituyendo en la expresión 5.10 se obtuvo:

$$\sigma' = (\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2)(1 + k_v) - \left(\frac{c + \sigma' \tan \phi}{FS} \right) \tan \alpha - u$$

finalmente despejando al esfuerzo normal:

$$\sigma' = \frac{(\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2)(1 + k_v) - \left(\frac{c \tan \alpha}{FS} \right) - u}{1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{FS}} \quad (5.11)$$

Cabe mencionar que solamente se tomó en cuenta el equilibrio vertical en la dovela mostrada en la Fig. 5.27, debido a que el método de Bishop simplificado, supone que las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de una dovela cualquiera tienen una resultante nula en dirección vertical, es decir, el método supone que las fuerzas transmitidas entre dovelas adyacentes son estrictamente horizontales.

La ecuación 5.9 representa el equilibrio entre fuerzas actuantes y fuerzas resistentes solamente en una dovela. En realidad, el círculo de falla se divide en un número finito de dovelas, por lo que fue necesario encontrar el equilibrio de todas y cada una de ellas, resultando que:

$$\sum_{n=1}^n (F_h d) + \sum_{n=1}^n (W_d + W_{sat} + F_v) L = \sum_{n=1}^n (\tau A r) \quad (5.12)$$

La expresión (5.12) representa la ecuación general de equilibrio de toda la masa de suelo en potencia de falla, sustituyendo en esta última las expresiones observadas en la figura ya antes citada, se obtiene que:

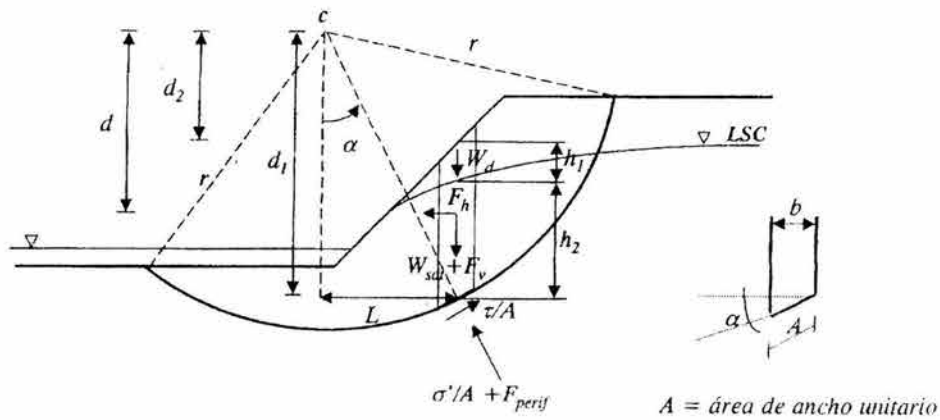
$$\frac{1}{2} k_h b \sum_{n=1}^n [(\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2)(d_1 + d_2)] + br(1 + k_v) \sum_{n=1}^n [(\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2) \text{sen} \alpha] = \frac{br}{F.S.} \sum_{n=1}^n \left(\frac{c + \sigma' \tan \phi}{\cos \alpha} \right)$$

sustituiremos como peso total $W_t = \gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2$

despejando al FS de la expresión anterior y sustituyendo la expresión (5.11) en la misma, finalmente se obtiene que:

$$FS = \frac{r \sum_{n=1}^n \left[\frac{c + \{(1+k_v)W_t - u\} \tan \phi}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{FS} \right)} \right]}{\frac{1}{2} k_h \sum_{n=1}^n [W_t (d_1 + d_2)] + r(1+k_v) \sum_{n=1}^n (W_t \sin \alpha)} \quad (5.13)$$

donde el término u representa en esta ecuación a la presión de poro o presión periférica.



**Fig 5.27 Fuerzas que actúan en una dovela con flujo establecido
Fuerzas periféricas + pesos total + fuerzas sísmicas (Alva, 2001)**

5.8.2.2 Obtención del FS considerando fuerzas de filtración y peso sumergido

Se realiza la suma de momentos de una sola dovela con respecto al centro del círculo de falla propuesto, y se obtuvo que (ver Fig. 5.28):

$$F_h d + (W_b + W_d + F_v) L + F_{filt} \cos \theta z + F_{filt} \sin \theta L = \tau A r \quad (5.14)$$

de la misma figura, también se deducen las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} h &= d_1 - d_2 \\ z &= (d_1 + d_2)/2 + h_1/2 \\ L &= r \sin \alpha \\ d_1 &= r \cos \alpha \\ F_h &= \sigma' A = \sigma' b / \cos \alpha \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
F_v &= k_v (W_d + W_{sat}) \\
\gamma_b &= \gamma_{sat} - \gamma_w \\
W_d &= \gamma_d b h_1 \text{ (peso seco)} \\
W_b &= \gamma_b b h_2 \text{ (peso sumergido)} \\
d &= (d_1 + d_2) / 2 \\
F_{resist} &= \tau A = \tau b / \cos \alpha \\
F_h &= k_h (W_d + W_{sat}) \\
F_{filt} &= \gamma_w i b h_2 \\
W_{sat} &= \gamma_{sat} b h_2 \text{ (peso saturado)}
\end{aligned}$$

Por otra parte, planteando solamente el equilibrio vertical de la dovela de la misma figura, se dedujo que:

$$\begin{aligned}
\Sigma F_y &= 0 \\
-(W_d + W_b + F_v + F_{filt} \cdot \text{sen} \theta) + \sigma' \frac{b}{\cos \alpha} \cos \alpha + \tau \frac{b}{\cos \alpha} \text{sen} \alpha &= 0
\end{aligned}$$

sustituyendo en la expresión anterior las relaciones observadas y factorizando se encontró:

$$-b[\gamma_d h_1 + \gamma_b h_2 k_v (\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2) + \gamma_w i h_2 \text{sen} \theta] + \sigma' b + \tau b \tan \alpha = 0$$

despejando al esfuerzo normal σ' :

$$\sigma' = \gamma_d h_1 + \gamma_b h_2 k_v (\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2) + \gamma_w i h_2 \text{sen} \theta - \tau \tan \alpha \quad (5.15)$$

Por otro lado, recordando que la resistencia al esfuerzo cortante actuante de un talud se define como:

$$\tau_a = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{FS}$$

y sustituyendo en la expresión 5.15 se obtiene:

$$\sigma' = \gamma_d h_1 + \gamma_b h_2 + k_v [\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2] + \gamma_w i h_2 \text{sen} \theta - \left[\frac{c + \sigma' \tan \phi}{FS} \tan \alpha \right]$$

finalmente despejando al esfuerzo normal:

$$\sigma' = \frac{\gamma_d h_1 + \gamma_b h_2 + k_v [\gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2] + \gamma_w i h_2 \text{sen} \theta - \left[\frac{c \tan \alpha}{FS} \right]}{1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{FS}} \quad (5.16)$$

Cabe mencionar que solamente se tomó en cuenta el equilibrio vertical en la dovela mostrada en la Fig. 5.23, debido a que el método de Bishop simplificado, supone que las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de una dovela cualquiera tienen una resultante nula en dirección vertical, es decir, el método supone que las fuerzas transmitidas entre dovelas adyacentes son estrictamente horizontales.

La ecuación 5.16 representa el equilibrio vertical entre fuerzas actuantes y fuerzas resistentes solamente en una dovela. En realidad, el círculo de falla se divide en un número finito de dovelas, por lo que fue necesario encontrar el equilibrio de todas y cada una de ellas, resultando que:

$$\sum_{n=1}^n (F_h d) + \sum_{n=1}^n (W_b + W_d)L + \sum_{n=1}^n F_v L + \sum_{n=1}^n F_{fill} \cos \theta z + \sum_{n=1}^n F_{fill} \cdot \text{sen} \theta L = \sum_{n=1}^n (\tau Ar) \quad 5.17$$

La expresión anterior representa la ecuación general de equilibrio de toda la masa de suelo propensa a falla.

Se sustituyeron en la ecuación 5.17 las expresiones deducidas de la figura 5.26, y haciendo el arreglo matemático correspondiente se obtiene que:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} k_h b \sum_{n=1}^n [(\gamma_{sat} h_2 + \gamma_d h_1)(d_1 + d_2)] + br \sum_{n=1}^n [(\gamma_b h_2 + \gamma_d h_1) \text{sen} \alpha] + k_v br \sum_{n=1}^n [(\gamma_{sat} h_2 + \gamma_d h_1) \text{sen} \alpha] + \\ & + \gamma_w b \sum_{n=1}^n [ih_2 \cos \theta z] + \gamma_w br \sum_{n=1}^n [ih_2 \text{sen} \theta \text{sen} \alpha] = rb \sum_{n=1}^n \left[\left(\frac{c + \sigma' \tan \phi}{FS} \right) \frac{1}{\cos \alpha} \right] \end{aligned}$$

Llamaremos por conveniencia a:

$$\begin{aligned} q_v &= i \text{sen} \theta \\ q_h &= i \text{cos} \theta \\ W_s &= \gamma_b h_2 + \gamma_d h_1 \\ W_t &= \gamma_{sat} h_2 + \gamma_d h_1 \end{aligned}$$

donde q_v y q_h representan los gradientes hidráulicos en las direcciones x y y respectivamente.

Despejando al factor de seguridad de la expresión anterior, sustituyendo al esfuerzo normal expresión (5.16) y, realizando simplificaciones matemáticas encontramos que:

$$FS = \frac{r \sum_{n=1}^n \left[\frac{c + (W_s + k_v W_t + \gamma_w h_2 q_v) \tan \phi}{\cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{FS} \right]} \right]}{\frac{1}{2} k_h \sum_{n=1}^n [W_t (d_1 + d_2)] + r \sum_{n=1}^n (W_s \sin \alpha) + k_v r \sum_{n=1}^n (W_t \sin \alpha) + \gamma_w \sum_{n=1}^n (h_2 q_h z) + \gamma_w r \sum_{n=1}^n (h_2 q_v \sin \alpha)} \quad 5.18$$

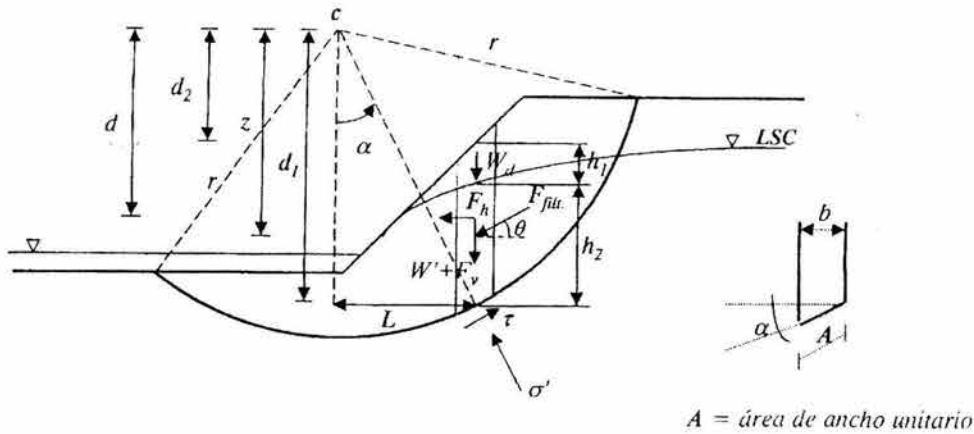


Fig. 5.28 Fuerzas que actúan en una dovela con flujo establecido (fuerzas filtración + pesos sumergido + fuerzas sísmicas) (Alva, 2001)

5.9 Diseño geotécnico de bordos

La ubicación de la obra esta sujeta a las condiciones topográficas del terreno. Un primer punto que debe establecerse es la altura del bordo o estructura de encauzamiento. El diseño geotécnico de esta obra requiere de la adecuación de su tipo, materiales y construcción, a las características mecánicas del subsuelo donde se va a desplantar; para asegurar esto, el procedimiento a seguir, consiste en revisar que no ocurran las posibles fallas, señaladas en el subcapítulo 5.1.3. La mejor solución al problema planteado será aquella alternativa que sea más segura pero con el menor costo; para que esto ocurra, debe hacerse uso lo más eficientemente posible de los materiales de construcción cercanos.

Tomando en consideración las alturas usuales de los bordos (no superiores a los 10 m), como lineamiento general para el diseño de su sección transversal debe pensarse en las opciones siguientes (ver Fig. 5.29):

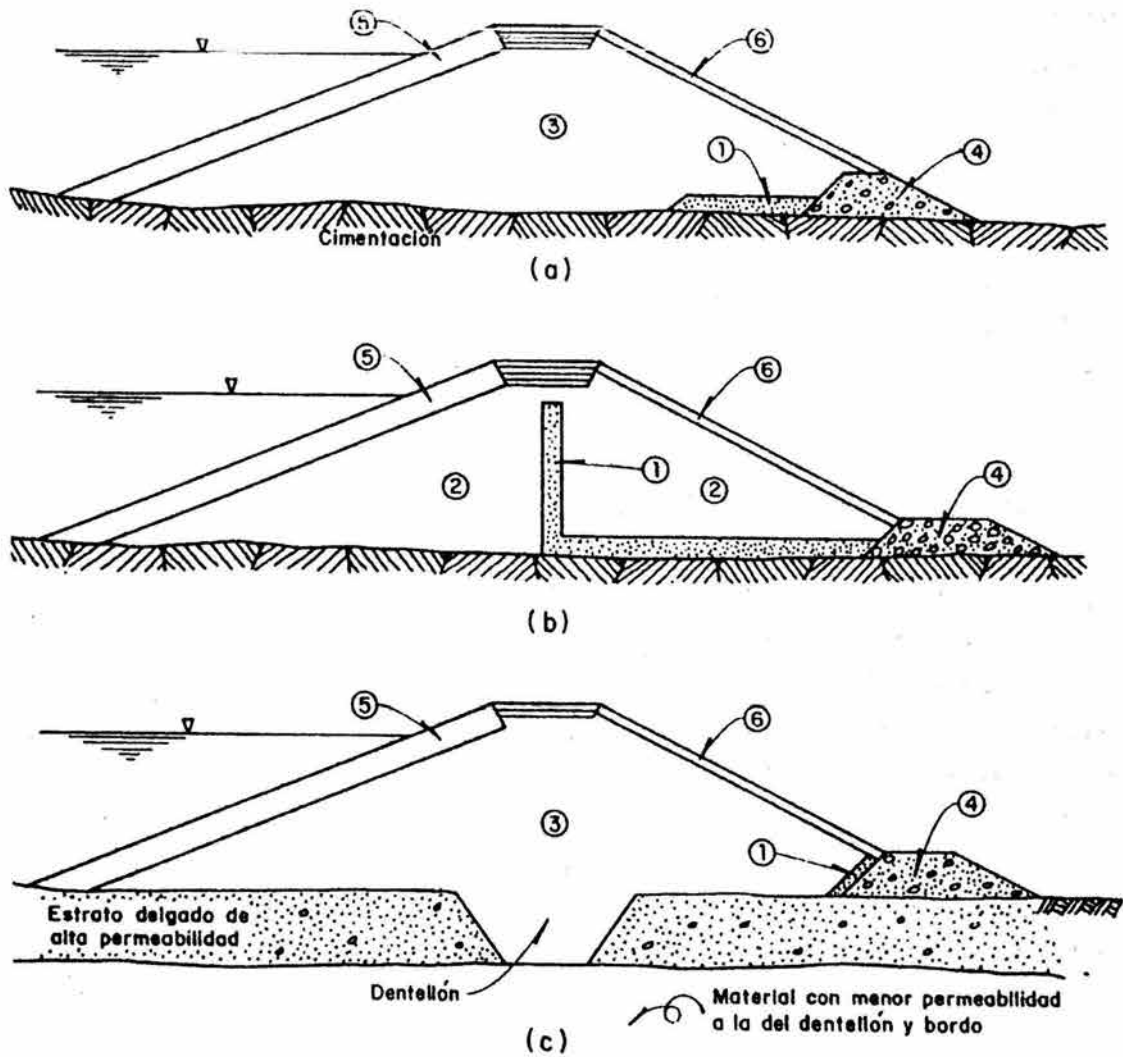


Fig 5.29 Secciones transversales típicas de bordos de protección o encauzamiento (Mendoza, 1998)

- Sección homogénea con filtro al pie del talud aguas abajo y protección contra oleaje en el paramento mojado (Fig. 5.29a).
- Sección homogénea con filtro central (chimenea) prolongado hacia el pie aguas abajo y protección contra oleaje en el talud húmedo (Fig. 5.29b).
- Sección homogénea empleando material de permeabilidad intermedia con dentellón del mismo material, y chapa de roca. El dentellón deberá interceptar los estratos más permeables para evitar posible flujo incontrolado y una eventual tubificación (Fig. 5.29c).

Atendiendo a lo antes señalado, los materiales que deben localizarse en los bancos de préstamo, serán primordialmente los clasificados como:

- **Grosos contaminados o con finos**, los cuales constituirían el cuerpo del bordo aportando la impermeabilidad y resistencia necesarios.
- **Enrocamientos**, proporcionarían la protección superficial contra la erosión y oleaje.
- **Depósitos aluviales gruesos y limpios**, proporcionarían el elemento filtrante para el drenaje, a fin de atenuar las presiones de poro (presiones en el agua del material) durante la construcción, y conducir el flujo de agua durante la operación, al tiempo que se protege al material del cuerpo del bordo, ante un eventual arrastre por la filtración.

No serán deseables los suelos arcillosos blandos, debido a su inestabilidad volumétrica y posible agrietamiento; en efecto, debe recordarse que la obra estará sometida a los cambios estacionales de lluvia y sequía, propiciando fuertes contracciones y expansiones y, por tanto, la posibilidad de que se genere agrietamiento.

En caso de que deban emplearse suelos cohesivos muy plásticos, será indispensable cubrirlos con material de rezaga o suelos gruesos, y deberán proporcionarse elementos drenantes con filtros a fin de atenuar las presiones de poro.

Por otra parte, no deben permitirse materiales con alto porcentaje de limos o arenas finas (más del 90%), por los problemas muchas veces catastróficos de filtraciones excesivas, tubificación y licuación.

De manera general, se puede decir que los materiales más adecuados para las secciones transversales antes sugeridas **son las mezclas de arcilla, limo y arena, e inclusive grava, en proporciones semejantes**. Desde luego si estos suelos se encuentran por separado en bancos de préstamo diferentes, se deberá evaluar su posible uso por separado en zonas diferentes de la sección transversal.

5.9.1 Elevación de diseño de la corona

La elevación final de la corona del bordo estará determinada por el nivel del NAME, más la suma de los términos siguientes:

1. Asentamiento del terraplén a largo plazo
2. Sobreelevación del nivel del agua provocada por el viento. Si bien la dimensión de la corriente de agua en dirección perpendicular al bordo es reducida, también es cierto que su profundidad lo es, por lo que esta sobre elevación puede resultar significativa y debe cuantificarse.
3. Altura de seguridad que cubra las incertidumbres e imprecisiones en las determinaciones anteriores y proporcione cierto margen de seguridad. Esta altura se tomará igual al mayor de los valores siguientes:
 - a) La altura de la ola determinada para la corriente en estudio
 - b) 60 cm

6 APLICACION

6.1 Localización geográfica, zona de estudio y problemática

6.1.1. Localización geográfica y zona de estudio

El río "Los Perros" se localiza en la región hidrológica No. 22, dentro de las coordenadas geográficas 95° 05' 3" Longitud Oeste y 16° 33' 15" Latitud Norte, nace en la Sierra Atravesada al norte del Municipio de Guevea De Humbolt, a una altura aproximada de 1,800 msnm y desemboca en la Laguna Superior, teniendo un desarrollo de 80 km y un área drenada de 1,287 km². En su recorrido cruza diversos poblados, siendo los más importantes, por el tamaño de su población, Ixtepec y Juchitán, en la fig 6.1 se muestra la Región Hidrológica No. 22.

Por su ubicación geográfica esta expuesta a influencias de tormentas tropicales y ciclones, además de que en cada año, en épocas de lluvias se desborda provocando inundaciones a extensas áreas agrícolas de riego y temporal, así como en asentamientos humanos ubicados en las márgenes.

A la altura de la localidad de Ciudad Ixtepec, se encuentra la estación hidrométrica del mismo nombre con un área acumulada de 936 Km² y una longitud de desarrollo de 68 km, en la fig 6.2 se muestra la cuenca del río los Perros.

La cuenca, topográficamente y orográficamente, se puede dividir en dos zona: Una correspondiente a la parte alta, con bosque y terreno accidentado, hasta la estación hidrométrica Ixtepec, y la otra, de este ultimo punto hasta la descarga a la Laguna Superior caracterizado por una extensa planicie.

La zona de estudio se localiza 19 km aguas abajo de la estación hidrométrica Ixtepec, la cual esta comprendida entre la localidad de Juchitán y Xadani, tiene una longitud de 7.7 km y comprende las dos localidades mencionadas y su zona agrícola; en la fig 6.3 se muestra la zona a proteger.

6.1.2. Problemática y alternativas de solución

Entre las principales causas que provocan el desbordamiento del río "Los Perros" se encuentran las siguientes:

- La cuenca ha sufrido una deforestación importante, ante este cambio de cobertura vegetal, se ha modificado en los últimos años la respuesta hidrológica, ocasionando con ello avenidas de mayor magnitud.

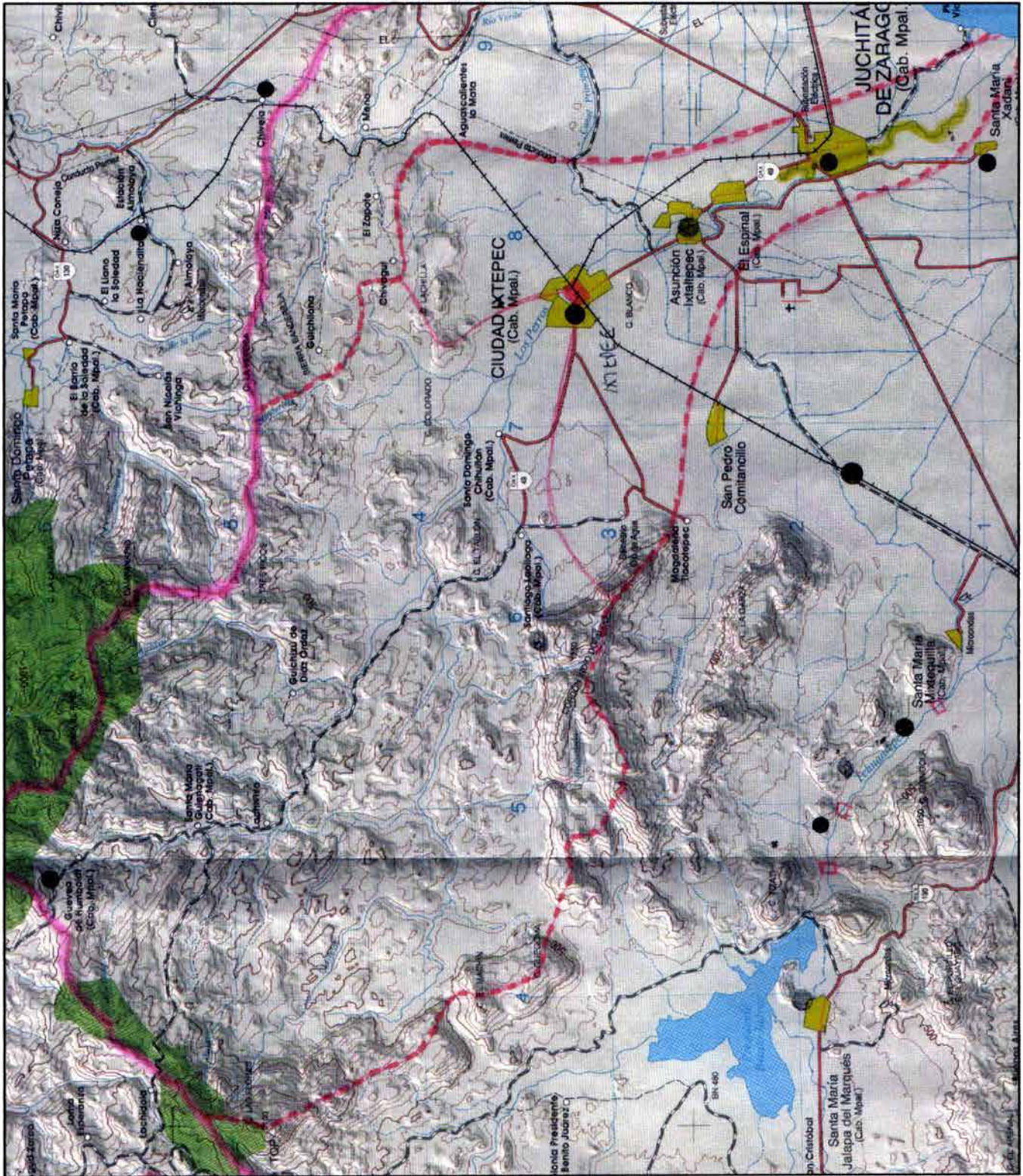
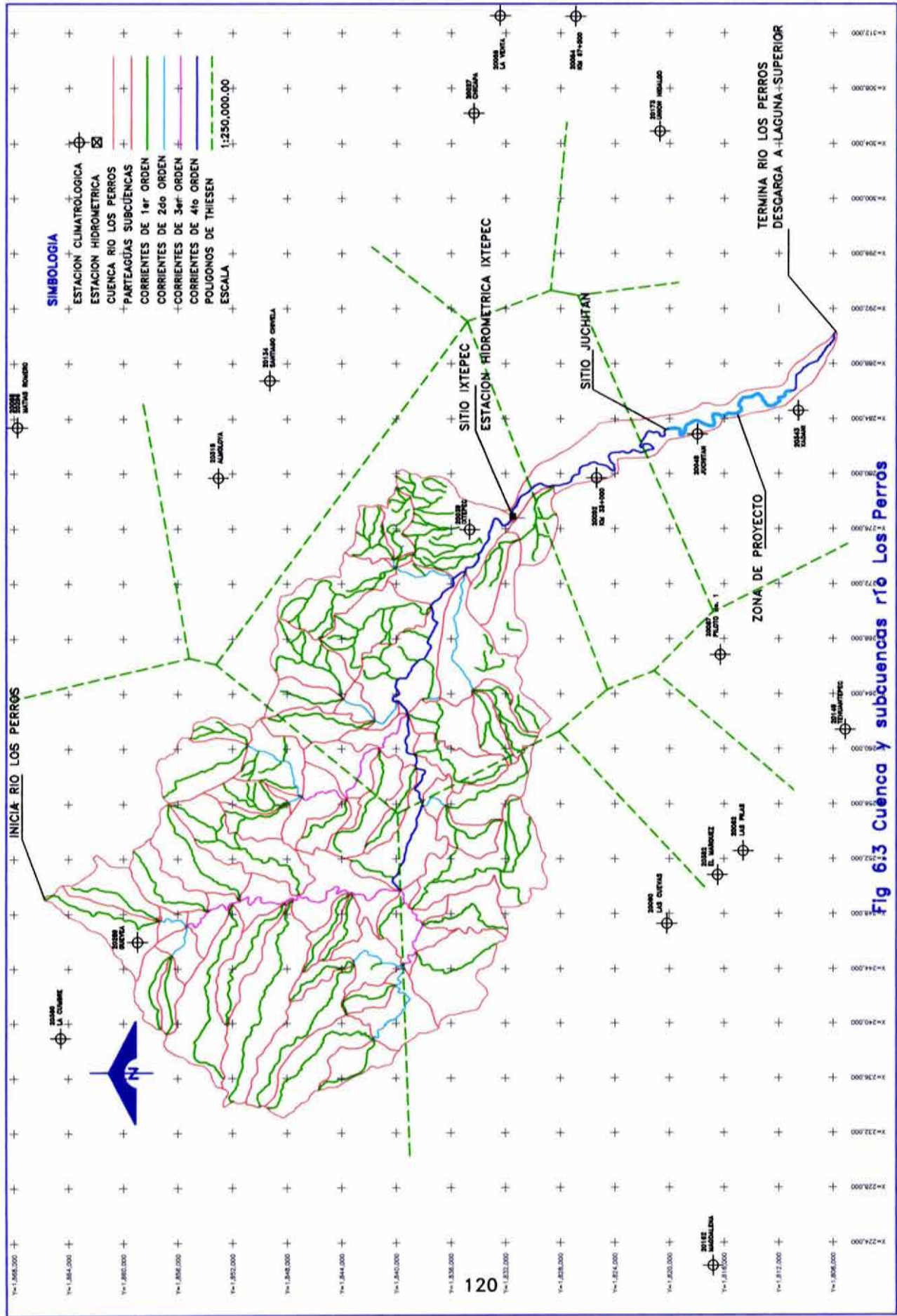


Fig 6.2 Cuenca Río los Perros



- Lo anterior ha modificado la tasa de producción de sólidos, de allí que grandes cantidades de azolve tienden a ser depositados en los tramos con menor pendiente.
- A partir de la estación hidrométrica Ixtepec, se presenta una disminución en la pendiente del cauce, lo cual motiva que las velocidades en el tramo disminuyan provocando el depósito de sedimentos.
- A partir de la estación hidrométrica Ixtepec el río presenta en ambas márgenes, extensa vegetación constituida a base de arbustos y otras especies propias de zona, todo ello contribuye a la disminución de la velocidad y al depósito del sedimento
- El río "Los Perros" descarga sus aguas al cuerpo de agua denominado "Laguna Superior" el cual a su vez se conecta con el Golfo de Tehuantepec, esto ocasiona que la descarga no sea del todo satisfactoria.
- Pérdida de capacidad hidráulica provocada por el excesivo transporte de sedimento que es depositado en las partes bajas

En general los daños potenciales que son capaces de provocar estas inundaciones, tanto por la elevación que alcanza el agua como por las fuertes velocidades que éstas lleguen a tener, se encuentran las siguientes:

- Pérdida de vidas humanas
- Pérdida de ganado y animales en general
- Destrucción de cultivos
- Deterioro y destrucción de casas, muebles, víveres, etc., hasta obras de arte, tesoros arqueológicos, archivos, etc.
- Interrupción y destrucción de vías de comunicación
- Interrupción de servicios eléctricos, telefónicos, y de agua potable y drenaje
- Propagación de enfermedades

Es importante evaluar cada una de las posibles alternativas de solución, tanto técnica como económica, muchos de los beneficios que proporcionan las obras no pueden evaluarse en términos económicos y, sin embargo, pueden ser muy importantes. La evaluación correcta de cada alternativa de obras de protección requiere que se consideren todos los beneficios atribuibles al proyecto correspondiente. En particular, las obras de control de avenidas difícilmente pueden evaluarse únicamente en términos meramente económicos, debido a que buena parte de los beneficios no pueden medirse en unidades monetarias.

Las causas que provocan los problemas anteriores son diversos, cabe recordar que en condiciones normales todos los tramos de un río han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo viene haciendo. Si se modifican en forma

natural o artificial algunos de los parámetros, con el tiempo y lentamente el tramo del río cambiara a una nueva condición de equilibrio.

Las modificaciones que el hombre produce en los cauces y que cambian su condición natural de equilibrio pueden ser benéficos o dañinos a la operación y comportamiento futuro del río, entre las alteraciones más importantes debidas al factor humano se pueden señalar las siguientes:

- La mayoría de las cuencas del país, presentan un alto grado de deforestación debida a la tala clandestina de los bosques y en muchas otras ocasiones a los cambios de uso de suelo para la habilitación de nuevas zonas de cultivo, desarrollos industriales o habitacionales, esto ha ocasionado que la respuesta hidrológica de la cuenca se haya modificado, provocando con ello avenidas de mayor magnitud que producen inundaciones en donde antes esa misma magnitud de avenida no ocasionaba ningún problema.
- Los cambios de uso del suelo, así como la acelerada deforestación de los bosques ha propiciado alteraciones en los coeficientes de escurrimiento, esto significa que para una misma lluvia que en el pasado no provocaba ningún problema, ahora debido a los cambios del uso del suelo los escurrimientos son mayores provocando inundaciones y gran cantidad de arrastre de sólidos.
- Estas condiciones han modificado la tasa de producción de sólidos en suspensión, provocando que una gran cantidad de ellos tiendan a ser depositados en los tramos con pendiente menor y con ello disminuye la capacidad hidráulica de los cauces.
- Aunque muchas son las causas que contribuyen a la pérdida de suelo en cuencas, dos son las más extendidas y que al mismo tiempo producen un efecto mayor: la deforestación y las técnicas deficientes de cultivo. La deforestación reduce los tiempos de concentración del agua de lluvia y puede aumentar el volumen del escurrimiento, lo que finalmente conduce a cambios en el hidrograma para iguales condiciones de lluvia, aumenta considerablemente la cantidad de material sólido que llega a los ríos, ya que al desaparecer la cobertura vegetal, las partículas quedan expuestas al impacto directo de la lluvia. De los efectos señalados, el aumento del material sólido a los ríos es el más importante, ya que modifica completamente su pendiente y azolva los cauces, con lo que aumenta el riesgo de inundaciones por la pérdida que sufre el río en su capacidad hidráulica. Las prácticas deficientes de cultivo producen también mayores cantidades de sedimento hacia los ríos, con los problemas ya señalados.

Por lo anterior, es importante dar una solución al problema de fondo, ya que no podrá construirse ninguna obra hidráulica capaz de dar el 100% de seguridad, ya que las inundaciones desgraciadamente cada vez serán mayores mientras los usos del suelo sigan cambiando. Por tal motivo, es importante la implementación de programas de conservación de agua y suelo.

6.1.2.1 Alternativas de solución a corto plazo

Con base en los recorridos de campo, al análisis de la información recopilada y a la conceptualización de la solución, una propuesta de solución para el control de inundaciones en el río Los Perros es la siguiente

- Encauzamiento del río Los Perros en las zonas más críticas, mediante bordos longitudinales en ambas márgenes.
- Presas o trampas de retención de azolve, que eviten el transporte de sedimento hacia las partes bajas y por consiguiente la pérdida de su capacidad hidráulica.

Las obras de encauzamiento incluirán la infraestructura hidráulica necesaria que permita contar con un canal principal que operados en conjunto con el sistema de bordos longitudinales, permitirá que el cauce pueda conducir las avenidas que periódicamente generan inundaciones.

Esto incluirá el funcionamiento hidráulico del cauce del río en condiciones naturales, obteniendo el gasto que puede conducir sin presentar desbordamientos, así como para los gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500 y 1,000 años, considerando para cada uno de los citados gastos diferentes opciones de rasante de rectificación y anchos de plantilla, tratando de que en lo posible la cubeta de rectificación quede alojada en terreno natural y con un mínimo de formación de bordos. Así mismo, determinar las opciones de anchos de plantilla que permitan obtener un volumen similar al volumen requerido por el bordo de proyecto, así como diferentes opciones para revestir el talud interior, con diferentes tipos de materiales.

Estas acciones tendrán como objetivo interferir directamente con el agua de lluvia o con la que escurra por los ríos y/o arroyos, para impedir desbordamiento, confinarla, encauzarla, modificar su velocidad y evitar los desplazamientos laterales del cauce.

De requerirse obras adicionales que pueden ser construidas para reducir inundaciones causadas por el desbordamiento del río, en sitios específicos importantes, podrán ser consideradas las siguientes:

- Bordos perimetrales a poblaciones o construcciones importantes.
- Muros longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes del río, se utilizaran donde no haya espacio para construir bordos.
- Desvío permanente por medio de cauce de alivio hacia alguna depresión que permita extraer del cauce un cierto volumen del hidrograma.
- Remoción de la vegetación para recuperar capacidad hidráulica.
- Dragado del cauce principal y demolición de obstáculos.

Asimismo, los proyectos deberán adecuarse a las limitantes topográficas, de geotécnica y al ancho de la zona federal para evitar afectaciones a zonas particulares, así como de brindar seguridad a la población y a la infraestructura existente.

Por otra parte, al atravesar la corriente por una área agrícola, y con el objeto de evitar afectaciones a lo largo de la canalización, se realizará el análisis de algunas alternativas, variando únicamente el ancho del canal, de $b = 40, 50$ y 60 m, buscando que estas opciones permitan obtener un volumen similar al requerido por los bordos de proyecto, así como de evitar, en la medida de lo posible, salirse de la zona federal.

Las avenidas que se calculan corresponderán a períodos de retorno de 50, 100, 500 y 1,000 años, seleccionándose aquélla que permita una mayor seguridad en la obra.

6.1.2.2 Alternativas de solución a largo plazo

Como se ha mencionado anteriormente, en condiciones normales todos los tramos de un río han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo viene haciendo. Por el contrario, si se modifican en forma natural o artificial algunos de los parámetros, con el tiempo y lentamente el tramo del río cambiara a una nueva condición de equilibrio.

Por lo anterior, este estado de equilibrio no se encontrara mientras la deforestación, los cambios de uso de suelo y los malos manejos de estos sigan cambiando constantemente. Las avenidas y el transporte de sedimentos serán cada vez mayores y no habrá obra hidráulica ni recursos económicos que alcancen para dar protección.

Las acciones de fondo que permitirán dar solución a estos problemas estarán encaminadas a programas de **CONSERVACIÓN DE AGUA Y SUELO**, esto significa llevar acabo estudios integrales de la cuenca que permitan identificar:

- Usos del suelo
- Prácticas de cultivo
- Zonas con alto grado de erosión

Lo anterior permitirá identificar:

- Acciones inmediatas, a mediano y largo plazo de recuperación de suelos
- Acciones de reforestación
- Nuevas prácticas de cultivo
- Recursos económicos requeridos
- Integración de las comunidades en programas de desarrollo sustentable
- Comisiones de seguimiento de recuperación de cuencas

Todas las acciones a llevar acabo deberán cubrir los aspectos económicos, sociales y políticos que permitan poco a poco comenzar a revertir la tendencia actual, ya que no existe obra hidráulica capaz de contener avenidas con grandes cantidades de sedimento, y que sepultaran cualquier obra.

Lo anterior permitirá la mejor utilización de los recursos económicos, ya que se estarán invirtiendo en el verdadero origen del problema y no en acciones que son temporales y que cada año requieren de mayores inversiones.

La visión tradicional para el diseño o rehabilitación de cauces naturales consiste en mantener la alineación en un solo cauce, recurriéndose a acciones drásticas, como el corte de meandros, la construcción de diques y muros, la eliminación de zonas de inundación, etc., las que a la larga cambian el comportamiento funcional de todo el sistema original. Esto ha propiciado que se tengan mayores volúmenes aguas abajo y crezca la capacidad erosiva y de arrastre del flujo, sin considerar que se destruye la funcionalidad del sistema y el hábitat correspondiente.

Un nuevo enfoque que mantenga en forma o haga que las condiciones originales de un cauce prevalezcan debe considerar a los elementos naturales que de manera estructural y operativa contribuyan a mantener las condiciones funcionales del cauce y su hábitat. Esto es, al analizar un cauce, éste debe considerarse desde un punto de vista sistémico, que significa que todos los aspectos biológicos, geomorfológicos, sociales, etc., están interactuando entre si. De tal manera que se debe ver de una manera global las operaciones funcionales de una corriente.

6.2 Distribuciones de Probabilidad

6.2.1 Análisis de llluvias

Se identificaron las estaciones climatológicas más cercanas a la zona de estudio, en la fig 6.3 y tabla 6.1 se muestra su ubicación y los valores históricos de precipitación máxima en 24 horas respectivamente. Así mismo, se dibujaron los polígonos de Thiessen para identificar las estaciones que tienen influencia en la zona (ver fig 6.3).

De los polígonos de Thiessen se concluye que las estaciones climatológicas que tienen influencia en la zona de estudio son: Ixtepec, Las Cuevas y Guevea. Para estas estaciones se lleva acabo el análisis de frecuencias siguiendo el procedimiento que a continuación se indica (cap 1).

1 Análisis de la información

Antes de comenzar a procesar la información hidrométrica y climatológica, es necesario analizar la calidad de la misma con el objeto de identificar datos extraños en los registros históricos que se salgan de los estándares de la zona, esto es, que existan datos muy por arriba de los máximos registrados. Para esto, antes de eliminar dichos valores, deberá analizarse la información de las estaciones vecinas, si estas registran la misma tendencia ello significara que los datos son confiables, en caso contrario deberán eliminarse (subcap 1.5).

Lo anterior es muy importante, ya que se han encontrado diversos errores en el procesamiento de la información, y será aun más grave que una vez que se tengan los eventos de diseño se encuentre que estos no concuerdan con la realidad debidos a la calidad de la información utilizada.

Del análisis de la información (Tabla 6.1) se observa que todos lo registros son congruentes por lo que no hubo necesidad de eliminar ningún valor.

Lo siguiente será complementar los datos faltantes de los registros, esto en México es frecuente y se debe a una gran variedad de causas, por ejemplo, debido a desperfectos en el equipo de medición, por enfermedad o sustitución del encargado de las observaciones, por interrupciones debidas a limitaciones presupuestales, etc.

En general, los datos faltantes son estimados en base a los registros de las estaciones cercanas (Luna, 1997), o bien, en base al propio registro. En este caso, dado que los datos faltantes son pocos, con relación al tamaño del registro, se sustituyen los datos faltantes con la media aritmética del registro histórico.

En la Tabla 6.1 se muestran los registros históricos ya completos (solo para estaciones climatológica que participan: Ixtepec, Las Cuevas y Guevea), como se observa, el dato faltante para la estación Ixtepec, corresponde al año 1959, mientras que para Guevea es 1994 mientras que en estación Las Cuevas no hubo necesidad de completar.

2 Prueba de independencia de eventos

Como se ha comentado en subcap. 1.5, cuando se aplican funciones de distribución de probabilidad, es necesario comprobar que los registros de las muestras que se van a estudiar sean aleatorias, esto es, que los registros de los escurrimientos en un río no estén regidos por alguna ley de demandas, por ejemplo, los controlados por alguna presa.

Para probar que la muestra esta conformada por variables aleatorias se construye el correlograma de la serie y se verifica mediante la prueba de Anderson (1941) que éste no exceda los límites de confianza. Si se obtiene que más del 10% de los coeficientes de correlación están fuera de los límites, la muestra es **dependiente** y no aplica el análisis de frecuencia, si este fuera el caso se deberán de aplicar modelos determinísticos.

Para construir el correlograma se utiliza la ec. 1.41, mientras que para los límites de confianza se utiliza la 1.42. En la Tabla 6.2 y Fig 6.4 a 6.5 se muestra la construcción del correlograma y los límites de confianza, de estos se concluye que todas las estaciones son independientes.

**Tabla 6.2 Prueba de independencia
Coeficiente de correlación serial tiempo de retraso y límites de Anderson**

k	ESTACION CLIMATOLOGICA								
	IXTEPEC			LAS CUEVAS			GUEVEA		
	r_k	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR	r_k	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR	r_k	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR
1	0.25734	0.26156	-0.30411	-0.25062	0.30175	-0.36057	-0.03058	0.40235	-0.52000
2	-0.00615	0.26409	-0.30757	0.08660	0.30568	-0.36629	-0.07434	0.41194	-0.53694
3	0.02103	0.26669	-0.31114	-0.01428	0.30978	-0.37228	0.17197	0.42224	-0.55558
4	0.02296	0.26938	-0.31483	0.14562	0.31404	-0.37856	-0.16691	0.43335	-0.57621
5	0.24808	0.27215	-0.31866	-0.02745	0.31850	-0.38516	-0.21466	0.44536	-0.59920
6	0.04383	0.27500	-0.32262	-0.05041	0.32315	-0.39212	0.14341	0.45838	-0.62505
7	0.02461	0.27795	-0.32673	-0.15415	0.32802	-0.39944	-0.03420	0.47255	-0.65437
8	0.02892	0.28100	-0.33100	0.32072	0.33311	-0.40719	-0.11323	0.48800	-0.68800
9	-0.08866	0.28416	-0.33544	-0.34572	0.33846	-0.41538	0.18786	0.50486	-0.72708
10	-0.00633	0.28743	-0.34006	-0.02074	0.34408	-0.42408	-0.06710	0.52321	-0.77321
11	-0.00328	0.29081	-0.34486	-0.08989	0.34999	-0.43333	-0.24040	0.54300	-0.82871
12	-0.02411	0.29432	-0.34988	0.02842	0.35623	-0.44318	-0.07410	0.56378	-0.89712
13	-0.15649	0.29796	-0.35510	-0.14321	0.36281	-0.45372	0.04183	0.58400	-0.98400
14	-0.02167	0.30175	-0.36057	-0.05433	0.36978	-0.46502	-0.14699	0.59870	-1.09870
15	-0.09486	0.30568	-0.36629	0.01740	0.37717	-0.47717	0.15659	0.59062	-1.25729
16	-0.11366	0.30978	-0.37228	0.02069	0.38503	-0.49029			
17	-0.07190	0.31404	-0.37856	-0.18767	0.39340	-0.50452			
18	-0.01205	0.31850	-0.38516	0.04428	0.40235	-0.52000			
19	0.14839	0.32315	-0.39212	0.16429	0.41194	-0.53694			
20	-0.02959	0.32802	-0.39944	-0.05280	0.42224	-0.55558			

3 Prueba de homogeneidad

Una serie de datos es llamada homogénea si la muestra procede de una población única. Si lo anterior no se cumple, se deben hacer ajustes o correcciones para volverla homogénea (Campos,1998), de manera que las estimaciones estadísticas muestrales sean válidas para los parámetros poblacionales.

Aplicando el procedimiento indicado en el subcap. 1.4, en la Tabla 6.3 se muestran los resultados de la prueba de homogeneidad *t de Student*, en ella se observa que las tres estaciones analizadas son homogéneas.

Cabe aclarar que solo se realizó el análisis en estas estaciones, ya que son las únicas que influyen en la zona de estudio.

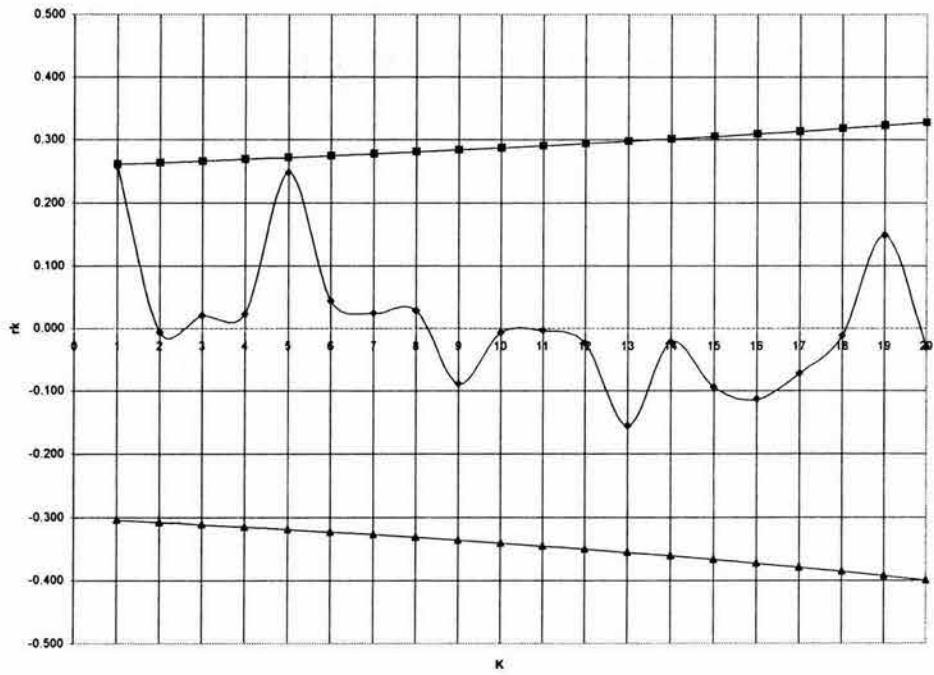


Fig 6.4 Correlograma estación climatológica Ixtepec

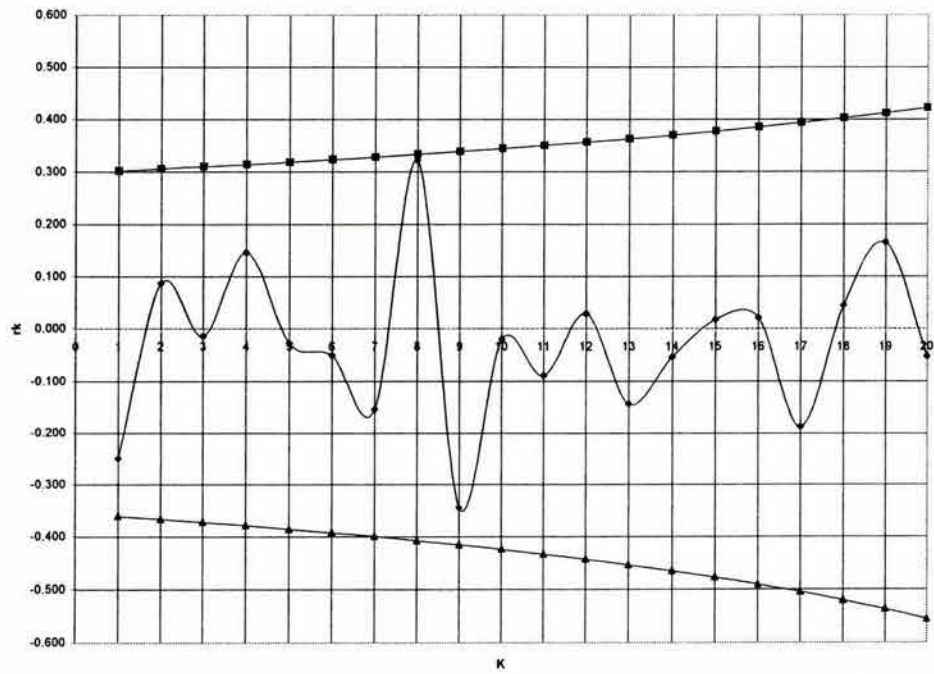


Fig 6.5 Correlograma estación climatológica Las Cuevas

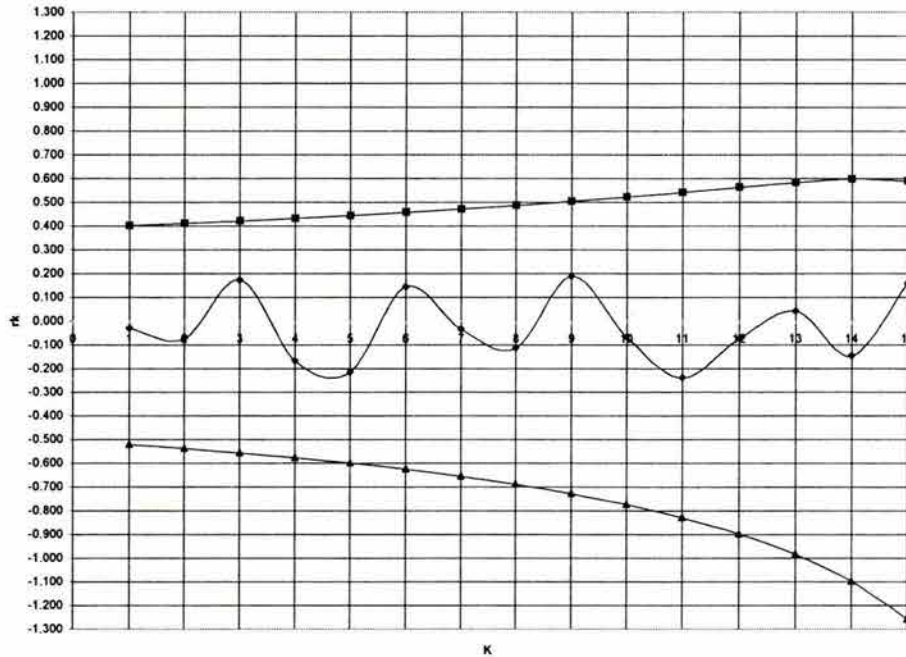


Fig 6.6 Correlograma estación climatológica Guevea

Tabla 6.3 Prueba de homogeneidad t de Student

PARAMETRO	ESTACION CLIMATOLOGICA		
	LAS CUEVAS	IXTEPEC	GUEVEA
N	35	48	18
X_1	98.99	117.03	95.72
n_1	18.00	24.00	9.00
S_1^2	987.21	3166.97	4170.82
X_2	108.64	94.75	84.24
n_2	17.00	24.00	9.00
S_2^2	2668.17	2651.77	896.21
$ td $ (ec 1.40)	0.65	1.40	0.46
$\nu = n_1 + n_2 - 2$	33.00	46.00	16.00
t (tabla 1.1)	1.70	1.68	1.75
HOMOGENEA SI $ td < t$	SI	SI	SI

4 Análisis de frecuencias

Una vez que se ha revisado la calidad de la información, estimado los datos faltantes, probado que los registros son independientes y homogéneos, se esta en posibilidad de realizar el análisis de frecuencia de las series, para ello se ajustan las distintas funciones vistas en subcap. 1.2 y se calcula el error estándar (ec. 1.15) de cada una de ellas respecto de la muestra.

Los métodos utilizados para calcular los parámetros de las funciones de probabilidad son por momentos y por máxima verosimilitud; además, las funciones Log-normal y

Gamma se calculan para dos o tres parámetros.

El criterio para la elección de la función de distribución de probabilidad de mejor ajuste es el del mínimo valor error estándar, el cual como se ha comentado, da una medida del buen o mal ajuste de la función de probabilidad a los datos históricos.

En las Tablas 6.4 a 6.6 se muestra el análisis de frecuencia a los registros de las estaciones que tienen influencia en la zona de estudio, en ellas se muestra, para la función de mejor ajuste, el error estándar, los estadísticos, los estimadores de los parámetros de la función y los eventos de diseño para diversos Tr.

De estas tablas se observa, que para la estación Ixtepec y Las Cuevas, el mejor ajuste es con la Gumbel mixta, mientras que para Guevea, es la Log Normal.

5 Correcciones al valor representativo

Se deben realizar dos correcciones al valor representativo de la lluvia máxima diaria calculado para un determinado periodo de retorno, para adecuarlo lo más posible al valor verdadero (Campos, 1998), tales correcciones son:

a) Corrección por intervalo fijo de observación

b) Reducción por magnitud de la cuenca

a) Corrección por intervalo fijo de observación. Weiss (1964) en base a un estudio de muchas estaciones-año de datos de lluvia, encontró que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas, al ser incrementados en un 13% conducían a magnitudes más apropiadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas.

De acuerdo con lo anterior, el valor representativo adoptado para la cuenca deberá ser multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación, pues los registros de lluvias máximas diarias, se toman de 8 A.M. de un día a 8 A.M. del día siguiente, con tal corrección la lluvia representativa se convierte en la lluvia máxima en 24 horas de determinado periodo de retorno.

Por lo anterior, las lluvias máximas asociadas a los periodos de retorno, obtenidas del análisis de frecuencia, se multiplicaron por 1.13, los resultados se muestran en las Tablas 6.4 a 6.6.

b) Reducción por magnitud de la cuenca. Existen diversos criterios para ajustar los valores estimados de lluvia máxima en 24 horas y adecuarlo a la magnitud de cuenca, pues se considera que los valores puntuales obtenidos con la estación pluviométrica son representativos de sólo 25 km² y al abarcar un área de cuenca mayor deben ser modificados.

Tabla 6.4 Estimación de los eventos de diseño para la estación Ixtepec

RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	18.704		18.704	
LOGNORMAL	9.912	10.326	8.427	7.853
GUMBEL	10.821		13.025	
EXPONENCIAL	10.378		41.493	
GAMMA	11.260	10.110	12.675	11111.000
DOBLE GUMBEL	7.721			
MINIMO ERROR ESTANDAR		7.721		
CALCULADO POR LA FUNCION :		DOBLE GUMBEL		
PARAMETROS ESTADISTICOS				
	$\mu =$	105.887		
	$\sigma =$	54.537		
	$g =$	1.364		
	$k =$	5.56		
PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL				
	$\alpha 1 =$	0.030917		
	$\beta 1 =$	75.6509		
	$\alpha 2 =$	0.017827		
	$\beta 2 =$	195.8103		
	$P =$	0.9		
EVENTOS DE DISEÑO				
	Tr	hp	Corrección por intervalo fijo de observación	
	AÑO	mm	$(hp \times 1.13)$	
			mm	
	2	92.82		104.89
	5	142.35		160.86
	10	185.23		209.31
	20	229.40		259.22
	50	284.52		321.51
	100	324.50		366.69
	200	363.86		411.16
	500	415.39		469.39
	1000	454.26		513.31
	2000	493.13		557.24
	5000	543.75		614.44
	10000	582.32		658.02

Tabla 6.5 Estimación de los eventos de diseño para la estación Las Cuevas

RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	13.630		13.630	
LOGNORMAL	8.861	8.892	9.581	10.076
GUMBEL	8.866		10.318	
EXPONENCIAL	9.710		49.768	
GAMMA	9.715	8.727	11.016	8.403
DOBLE GUMBEL	7.103			
MINIMO ERROR ESTANDAR		7.103		
CALCULADO POR LA FUNCION :		DOBLE GUMBEL		
PARAMETROS ESTADISTICOS				
$\mu =$	103.677			
$\sigma =$	42.109			
$g =$	1.252			
$k =$	5.151			
PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL				
$\alpha 1 =$	0.040045			
$\beta 1 =$	80.6728			
$\alpha 2 =$	0.02816			
$\beta 2 =$	179.6953			
$P =$	0.9			
EVENTOS DE DISEÑO				
Tr	hp	Corrección por intervalo fijo de observación ($hp \times 1.13$)		
AÑO	mm	mm		
2	93.93	106.14		
5	132.52	149.75		
10	167.64	189.43		
20	204.94	231.58		
50	251.02	283.65		
100	284.11	321.04		
200	316.55	357.70		
500	358.89	405.55		
1000	390.73	441.52		
2000	422.58	477.52		
5000	464.55	524.94		
10000	496.15	560.65		

Tabla 6.6 Estimación de los eventos de diseño para la estación Guevea

RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	28.402		28.402	
LOGNORMAL	22.083	21.517	26.609	15.066
GUMBEL	22.919		28.004	
EXPONENCIAL	19.992		33.666	
GAMMA	23.690	21.614	26.938	11111.000
DOBLE GUMBEL	16.694			
MINIMO ERROR ESTANDAR		15.066		
CALCULADO POR LA FUNCION : LOGNORMAL (MAX. VERS. 3P)				
PARAMETROS ESTADISTICOS				
$\mu =$	89.982			
$\sigma =$	49.187			
$g =$	2.634			
$k =$	11.552			
PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL				
$\alpha =$	4.4026			
$\beta =$	0.4098			
$\delta =$	0			
EVENTOS DE DISEÑO				
Tr	hp	Corrección por intervalo fijo de observación		
AÑO	mm	$(hp \times 1.13)$		
		mm		
2	73.92	83.53		
5	118.12	133.48		
10	161.68	182.70		
20	215.82	243.88		
50	306.56	346.41		
100	391.97	442.93		
200	494.05	558.28		
500	658.61	744.23		
1000	810.57	915.94		
2000	988.51	1117.02		
5000	1245.57	1407.49		
10000	1500.63	1695.71		

Esto significa que las lluvias calculadas de acuerdo al criterio planteado son puntuales y por ello deben ser ajustadas (reducidas) considerando el tamaño de la cuenca en la que se va a utilizar la tormenta, dado que las tormentas son menos intensas entre más área abarcan.

La Fig 6.7, elaborada por el U.S. Weather Bureau en base a datos de 20 redes pluviométricas muy densas de varias regiones de U.S.A. es recomendada para adecuar los valores de lluvia máxima en 24 horas en cuencas pequeñas, esto es, permite obtener el factor de corrección o reducción que se aplica a las lluvias de diseño, aunque si la cuenca es menor de 25 km² no es necesario hacer este ajuste.

Para el ajuste por reducción considerando la magnitud de la cuenca, se trazaron los polígonos de Thiessen (fig 6.3), donde se obtiene que la cuenca del río Los Perros, hasta la estación hidrométrica Ixtepec, tiene una superficie de 937.66 km², de los cuales la estación climatológica Ixtepec tiene una influencia de 305.29 km², Las Cuevas de 146.64 km² y Guevea de 485.73 km². Los factores de reducción por área se muestran en tabla 6.7, los cuales multiplicaran las hpx1.13 de las tablas 6.4 a 6.6 y cuyos resultados se muestran en tabla 6.8.

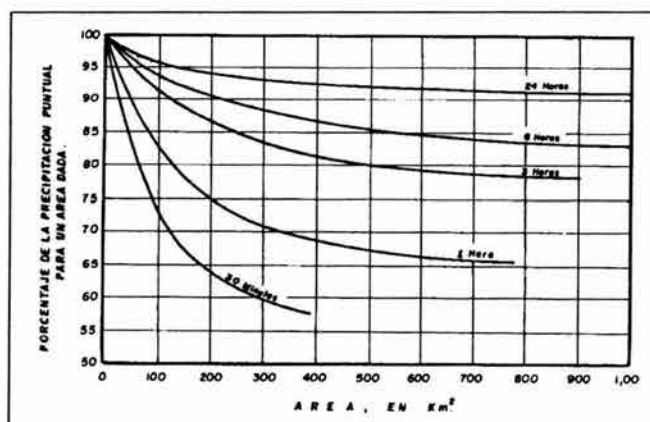


Fig 6.7 Ajuste a la lluvia puntual por área, U.S. Weather Bureau

Tabla 6.7 Factor de reducción por magnitud de cuenca

Estación	Area de influencia		Reducción por magnitud de la cuenca (Fig 6.7)
	Km ²	%	
IXTEPEC	305.29	32.56%	0.930
LAS CUEVAS	146.64	15.64%	0.950
GUEVEA	485.73	51.80%	0.920
SUMA	937.66	100.00%	

Tabla 6.8 Reducción por magnitud de la cuenca

Tr año	IXTEPEC		LAS CUEVAS		GUEVEA	
	hp x 1.13 mm	(hp x 1.13) x 0.93 mm	hp x 1.13 mm	(hp x 1.13) x 0.95 mm	hp x 1.13 mm	(hp x 1.13) x 0.92 mm
2	104.89	97.55	106.14	100.83	83.53	76.85
5	160.86	149.60	149.75	142.26	133.48	122.80
10	209.31	194.66	189.43	179.96	182.70	168.08
20	259.22	241.07	231.58	220.00	243.88	224.37
50	321.51	299.00	283.65	269.47	346.41	318.70
100	366.69	341.02	321.04	304.99	442.93	407.50
200	411.16	382.38	357.70	339.82	558.28	513.62
500	469.39	436.53	405.55	385.27	744.23	684.69
1000	513.31	477.38	441.52	419.44	915.94	842.66
2000	557.24	518.23	477.52	453.64	1,117.02	1,027.66
5000	614.44	571.43	524.94	498.69	1,407.49	1,294.89
10000	658.02	611.96	560.65	532.62	1,695.71	1,560.05

6 Cociente lluvia-duración (R)

Se define al cociente R como la relación que existe entre la precipitación de una hora y

la de 24 horas, ambas con igual periodo de retorno, esto es $R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}}$.

La magnitud de las lluvias obtenidas anteriormente son para una duración de 24 horas, pero resulta necesario conocer este valor para una duración diferente a la de 24 horas que generalmente es para una duración igual al tiempo de concentración (t_c).

En este trabajo, para obtener la lluvia de una hora en base a la de 24 horas ambas con período de retorno de 2 años, se utiliza el criterio propuesto por el U. S. Weather Bureau y ampliado por B. M. Reich el cual se muestra en la fig 6.8, este consiste en entrar en el eje de las "X" con la "lluvia media anual de las máximas diarias", y buscar la curva "número promedio de días con tormentas convectivas", el cual una vez localizado se desplaza hacia el eje de la "Y" para obtener la "lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años". En la tabla 6.9 se muestran los resultados para cada una de las estaciones climatológicas involucradas en al zona de estudio.

Tabla 6.9 Cociente lluvia-duración (R)

DESCRIPCIÓN	ESTACION CLIMATOLOGICA		
	IXTEPEC	LAS CUEVAS	GUEVEA
Días promedio con lluvia apreciable al año	45.80	44.63	78.42
Lluvia media anual de las máximas diarias (mm)	105.89	103.68	89.98
$hp_{24}^{Tr=2 \text{ AÑOS}}$ (mm)	104.89	106.14	83.53
$hp_1^{Tr=2 \text{ AÑOS}}$ (mm) (fig. 6.8)	49.00	48.00	50.00
$R=(hp_1/hp_{24})^{Tr=2 \text{ años}}$	0.47	0.45	0.60

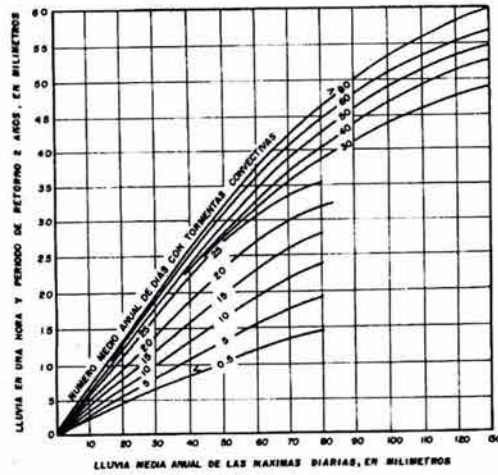


Fig 6.8 Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviográficos

7 Distribución de la lluvia en el tiempo

Una vez que se conoce la lluvia de una y 24 horas es necesario conocer la distribución de esta en el tiempo, para determinarla se utiliza el criterio de la U.S. Soil Conservation Service el cual se muestra en la fig 6.9 y consiste en ubicar los puntos en papel logarítmico cantidades de lluvias estimadas para duraciones de una hora y la correspondiente a 24 horas, trazando a continuación una línea recta que una estos dos valores. La magnitud de la lluvia asociada a una cierta duración se obtendrán de la interpolación entre los 2 puntos.

En las tablas 6.10, 6.11 y 6.12 se muestra la distribución de la lluvia en el tiempo para cada uno de las precipitaciones asociadas a los periodos de retorno.

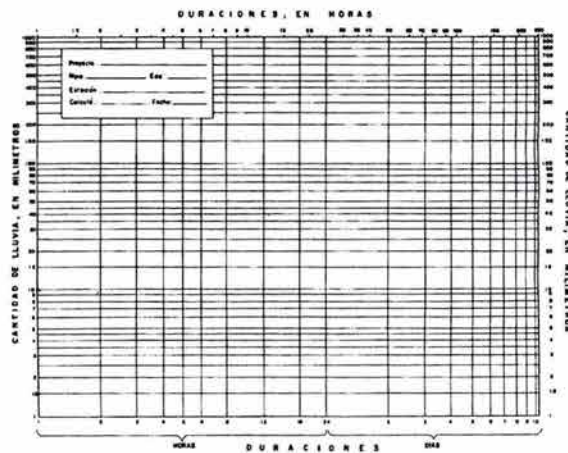


Fig 6.9 Distribución de la lluvia en el tiempo U.S. Soil Conservation Service

0.93
 TABLA 6.10 METODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE
 DISTRIBUCION EN EL TIEMPO DE LA LLUVIA DE 24 HORAS

REDUCCION POR AREA
 ESTACION CLIMATOLOGICA: IXTEPEC
 RELACION DE LLUVIA $R=(hp_i/hp_{24})^2$

Tr	hp ₂₄ mm	R=(hp _i /hp ₂₄) ²	hp _i mm
2	97.54	0.47	45.57
5	149.60	0.47	69.89
10	194.66	0.47	90.94
20	241.08	0.47	112.62
50	299.00	0.47	139.69
100	341.02	0.47	159.31
200	382.38	0.47	178.64
500	436.53	0.47	203.94
1000	477.38	0.47	223.02
2000	518.23	0.47	242.10
5000	571.43	0.47	266.95
10000	611.96	0.47	285.89

DURACION h	ALTURA DE LLUVIA (PERIODO DE RETORNO Tr) mm											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
0.083	13.67	20.97	27.28	33.79	41.91	47.79	53.59	61.18	66.91	72.63	80.09	85.77
0.167	20.51	31.45	40.92	50.68	62.86	71.69	80.39	91.77	100.36	108.95	120.13	128.85
0.250	25.52	39.14	50.93	63.07	78.22	89.22	100.04	114.20	124.89	135.58	149.49	160.10
0.500	36.00	55.21	71.84	88.97	110.35	125.86	141.12	161.11	176.19	191.26	210.89	225.85
0.750	41.47	63.60	82.75	102.49	127.11	144.96	162.56	185.58	202.95	220.31	242.93	260.16
1	45.57	69.89	90.94	112.62	139.69	169.31	178.64	203.94	223.02	242.10	266.95	285.89
2	53.80	82.51	107.36	132.96	164.91	188.08	210.89	240.76	263.28	285.82	315.16	337.51
3	59.28	90.92	118.31	146.52	181.72	207.26	232.40	265.31	290.13	314.96	347.29	371.93
4	63.51	97.40	126.74	156.97	194.68	222.04	248.97	284.23	310.83	337.42	372.06	398.45
5	67.00	102.75	133.70	165.58	205.37	234.23	262.64	299.83	327.99	355.95	392.48	420.32
6	69.98	107.34	139.67	172.97	214.53	244.68	274.36	313.21	342.52	371.83	410.00	439.08
7	72.62	111.37	144.92	179.48	222.60	253.88	284.68	324.99	355.40	385.81	425.42	455.99
8	74.98	114.99	149.63	185.31	229.84	262.13	293.93	335.55	366.95	398.35	439.24	470.40
9	77.12	118.28	153.91	190.61	236.41	269.63	302.33	345.15	377.45	409.75	451.81	483.85
10	79.10	121.30	157.84	195.48	242.45	276.52	310.06	353.97	387.09	420.22	463.35	496.22
11	80.92	124.10	161.49	199.89	248.05	282.90	317.22	362.14	396.03	429.92	474.05	507.67
12	82.63	126.72	164.89	204.20	253.27	288.86	323.90	369.77	404.37	438.97	484.03	518.36
13	84.22	129.17	168.08	208.16	258.17	294.45	330.17	376.92	412.19	447.46	493.40	528.40
14	85.73	131.48	171.09	211.88	262.80	299.72	336.08	383.67	419.57	455.48	502.23	537.86
15	87.16	133.67	173.94	215.41	267.17	304.72	341.68	390.06	426.56	463.06	510.60	546.82
16	88.52	135.75	176.65	218.77	271.33	309.46	347.00	396.14	433.21	470.28	518.55	555.33
17	89.81	137.74	179.23	221.97	275.30	313.99	352.07	401.93	439.54	477.15	526.13	563.45
18	91.05	139.64	181.70	225.03	279.10	318.31	356.92	407.47	445.60	483.73	533.39	571.22
19	92.24	141.46	184.07	227.96	282.73	322.46	361.58	412.78	451.41	490.03	540.34	578.66
20	93.38	143.20	186.34	230.78	286.23	326.45	366.04	417.88	456.99	496.09	547.01	585.82
21	94.47	144.89	188.53	233.49	289.59	330.28	370.35	422.80	462.36	501.92	553.44	592.70
22	95.53	146.51	190.64	236.11	292.84	333.98	374.50	427.53	467.54	507.54	559.64	599.34
23	96.56	148.08	192.68	238.63	295.97	337.56	378.50	432.11	472.54	512.98	565.63	605.75
24	97.54	149.60	194.68	241.08	299.00	341.02	382.38	436.63	477.38	518.23	571.43	611.96

TABLA 6.11 METODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE
DISTRIBUCION EN EL TIEMPO DE LA LLUVIA DE 24 HORAS

REDUCCION POR AREA 0.95
ESTACION CLIMATOLOGICA: LAS CUEVAS
RELACION DE LLUVIA $R=(hp_1/hp_{24})^2$

Tr	hp ₂₄ mm	R=(hp ₁ /hp ₂₄) ²	hp ₁ mm
2	100.83	0.45	62.00
5	142.26	0.45	64.33
10	179.96	0.45	81.38
20	220.00	0.45	99.49
50	269.47	0.45	121.86
100	304.99	0.45	137.93
200	339.82	0.45	153.67
500	385.27	0.45	174.23
1000	419.45	0.45	189.69
2000	453.64	0.45	205.15
5000	498.69	0.45	225.52
10000	532.62	0.45	240.86

DURACION h	ALTURA DE LLUVIA (PERIODO DE RETORNO Tr) mm											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
0.083	15.60	19.30	24.42	29.85	36.56	41.38	46.10	52.27	58.91	61.54	67.66	72.26
0.167	23.40	28.95	36.62	44.77	54.84	62.07	69.15	78.40	86.36	92.32	101.49	108.39
0.250	29.12	36.03	45.57	55.72	68.24	77.24	86.06	97.57	106.22	114.88	126.29	134.88
0.500	41.08	50.82	64.29	78.60	96.27	108.96	121.40	137.84	149.85	162.07	178.16	190.28
0.750	47.32	58.54	74.06	90.54	110.89	125.51	139.84	158.55	172.62	186.69	205.23	219.19
1	52.00	64.33	81.38	99.49	121.86	137.93	153.67	174.23	189.69	205.15	225.52	240.86
2	60.08	76.49	96.76	118.29	144.89	163.99	182.71	207.15	225.53	243.91	268.38	288.38
3	65.38	84.64	107.07	130.90	160.33	181.46	202.18	229.22	249.56	269.90	296.71	316.89
4	69.42	90.94	115.05	140.64	172.27	194.98	217.24	246.30	268.15	290.00	318.81	340.49
5	72.72	96.16	121.64	148.70	182.14	206.15	229.69	260.41	283.51	306.62	337.08	360.00
6	75.54	100.63	127.30	155.63	190.62	215.75	240.39	272.54	296.72	320.90	352.78	376.77
7	78.00	104.58	132.30	161.74	198.10	224.22	249.82	283.23	308.36	333.50	366.62	391.56
8	80.20	108.13	136.79	167.22	204.82	231.82	258.29	292.84	318.82	344.80	379.05	404.83
9	82.19	111.36	140.87	172.21	210.93	238.74	266.00	301.58	328.33	355.10	390.36	416.92
10	84.02	114.33	144.62	176.80	216.56	245.10	273.09	309.62	337.08	364.56	400.77	428.03
11	85.70	117.08	148.11	181.06	221.77	251.01	279.67	317.07	345.20	373.34	410.42	438.34
12	87.27	119.65	151.36	185.04	226.64	256.52	285.81	324.04	352.79	381.54	419.44	447.97
13	88.74	122.07	154.42	188.77	231.22	261.70	291.58	330.58	359.91	389.25	427.90	457.01
14	90.12	124.35	157.30	192.30	235.54	266.59	297.03	336.75	366.63	396.52	435.90	465.55
15	91.43	126.51	160.03	195.64	239.63	271.22	302.19	342.61	373.00	403.41	443.47	473.64
16	92.66	128.56	162.63	198.82	243.52	275.83	307.10	348.17	379.06	409.96	450.68	481.33
17	93.84	130.52	165.11	201.85	247.24	279.83	311.78	353.48	384.84	416.21	457.55	488.67
18	94.97	132.40	167.49	204.75	250.79	283.85	316.26	358.56	390.37	422.20	464.13	495.70
19	96.04	134.20	169.76	207.54	254.20	287.71	320.56	363.44	395.68	427.93	470.44	502.44
20	97.07	135.93	171.95	210.21	257.48	291.42	324.69	368.12	400.78	433.45	476.50	508.91
21	98.07	137.60	174.06	212.79	260.63	294.99	328.67	372.63	405.69	438.76	482.34	515.15
22	99.02	139.20	176.09	215.27	263.68	298.44	332.51	376.89	410.43	443.89	487.98	521.17
23	99.94	140.76	178.06	217.68	266.62	301.77	336.22	381.20	415.01	448.84	493.42	526.99
24	100.83	142.26	179.96	220.00	269.47	304.99	339.82	385.27	419.45	453.64	498.69	532.62

TABLA 6.12 METODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE
DISTRIBUCION EN EL TIEMPO DE LA LLUVIA DE 24 HORAS

REDUCCION POR AREA 0.92
ESTACION CLIMATOLOGICA: GUEVEA
RELACION DE LLUVIA $R=(hp_i/hp_{24})^2$

Tr	hp _x mm	$R=(hp_i/hp_{24})^2$	hp _i mm
2	76.85	0.60	46.00
5	122.80	0.60	73.51
10	188.08	0.60	100.61
20	224.37	0.60	134.30
50	318.70	0.60	190.77
100	407.49	0.60	243.92
200	513.61	0.60	307.44
500	684.69	0.60	409.85
1000	842.67	0.60	504.41
2000	1027.65	0.60	615.14
5000	1294.89	0.60	775.11
10000	1560.05	0.60	933.83

DURACION h	ALTURA DE LLUVIA (PERIODO DE RETORNO Tr) mm											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
0.083	13.80	22.05	30.18	40.29	57.23	73.18	92.23	122.95	151.32	184.54	232.53	280.15
0.167	20.70	33.08	45.28	60.44	85.85	109.76	138.35	184.43	226.99	276.81	348.90	420.23
0.250	25.76	41.16	56.34	75.21	106.83	136.60	172.17	229.52	282.47	344.48	434.06	522.95
0.500	36.34	58.07	79.48	106.10	150.71	192.70	242.88	323.78	398.49	485.96	612.34	737.73
0.750	41.86	66.89	91.56	122.22	173.60	221.97	279.77	372.96	459.02	559.78	705.35	849.79
1	46.00	73.81	100.61	134.30	190.77	243.92	307.44	409.85	504.41	615.14	775.11	933.83
2	51.45	82.21	112.53	150.21	213.36	272.81	343.86	456.39	564.15	688.00	866.91	1044.43
3	54.93	87.77	120.14	160.37	227.80	291.27	367.12	489.40	602.32	734.55	925.57	1115.10
4	57.54	91.95	125.85	168.00	238.63	305.12	384.58	512.68	630.96	769.48	969.58	1168.12
5	59.65	95.32	130.47	174.16	247.39	316.31	398.69	531.48	654.11	797.71	1005.15	1210.98
6	61.43	98.17	134.37	179.37	254.78	325.76	410.60	547.36	673.66	821.54	1035.18	1247.16
7	62.98	100.64	137.76	183.89	261.20	333.97	420.95	561.16	690.64	842.25	1061.27	1278.59
8	64.36	102.84	140.76	187.89	266.89	341.25	430.12	573.39	705.69	860.61	1084.40	1306.46
9	65.59	104.81	143.46	191.50	272.02	347.80	438.38	584.40	719.24	877.13	1105.23	1331.55
10	66.72	106.61	145.92	194.79	276.69	353.77	445.91	594.43	731.58	892.18	1124.19	1354.39
11	67.75	108.26	148.19	197.81	280.98	359.26	452.82	603.65	742.93	906.02	1141.63	1375.40
12	68.71	109.79	150.28	200.61	284.95	364.34	459.23	612.19	753.44	918.84	1157.78	1394.86
13	69.60	111.22	152.24	203.22	288.66	369.08	465.20	620.15	763.24	930.79	1172.84	1413.01
14	70.44	112.56	154.07	205.66	292.13	373.53	470.80	627.62	772.43	942.00	1186.96	1430.02
15	71.23	113.82	155.80	207.97	295.41	377.71	476.08	634.65	781.08	952.55	1200.28	1446.04
16	71.98	115.02	157.43	210.15	298.50	381.67	481.06	641.30	789.26	962.53	1212.83	1461.19
17	72.69	116.15	158.98	212.21	301.44	385.42	485.80	647.61	797.03	972.00	1224.76	1475.56
18	73.36	117.22	160.45	214.18	304.23	389.00	490.30	653.61	804.42	981.01	1236.12	1489.24
19	74.00	118.25	161.86	216.06	306.90	392.41	494.60	659.34	811.47	989.61	1246.96	1502.30
20	74.62	119.24	163.21	217.86	309.45	395.67	498.71	664.83	818.22	997.84	1257.33	1514.80
21	75.21	120.18	164.50	219.58	311.90	398.80	502.66	670.09	824.69	1005.73	1267.27	1526.78
22	75.78	121.08	165.74	221.24	314.25	401.81	506.45	675.14	830.91	1013.32	1276.83	1538.29
23	76.32	121.96	166.93	222.83	316.52	404.70	510.10	680.00	836.90	1020.62	1286.03	1549.37
24	76.85	122.80	168.08	224.37	318.70	407.49	513.61	684.69	842.67	1027.65	1294.89	1560.05

8 Curvas i-d-Tr

Generalmente, la lluvia se define mediante tres variables: **altura o lámina, duración y frecuencia**; la primera es la precipitación total ocurrida en mm para un cierto tiempo llamado duración de la tormenta en h o min; la frecuencia se expresa por el período de retorno (Tr) de la lluvia o intervalo de recurrencia, el que se define como el tiempo promedio en años en el cual el evento puede ser, en promedio, igualado o excedido por lo menos una vez.

Una forma de expresar lo anterior en forma gráfica es por medio de las curvas precipitación-duración-periodo de retorno, en ellas se concentran las características de las tormentas de la zona o región, con respecto a las variables mencionadas.

Una vez que se ha obtenido la distribución de la lluvia en el tiempo es posible obtener las curvas i-d-Tr con solo dividir la hp entre la duración correspondiente. En las fig 6.10, 6.11 y 6.12 se muestran los resultados correspondientes.

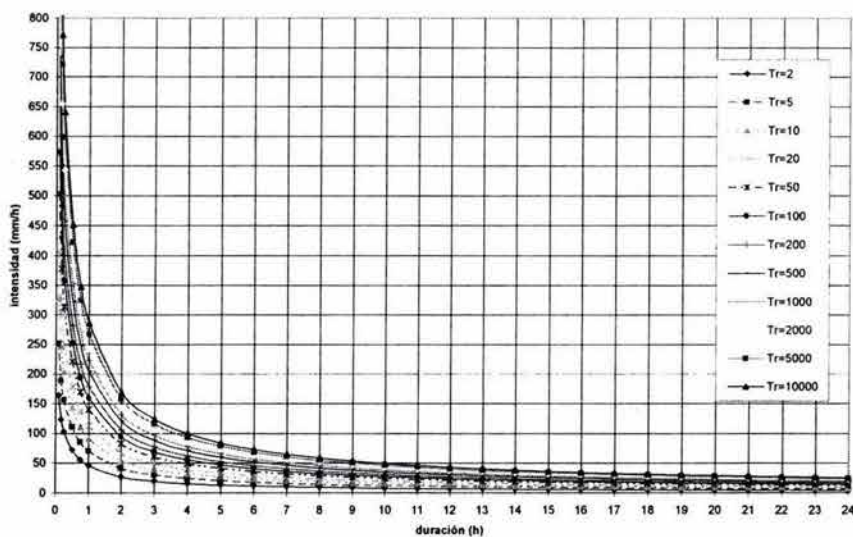


Fig 6.10 Curvas i-d-Tr, estación climatológica Ixtepec

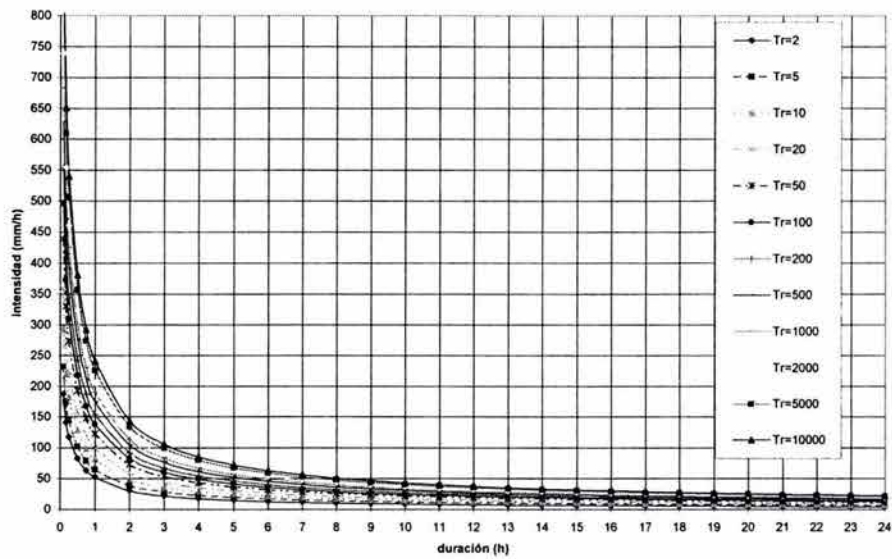


Fig 6.11 Curvas i-d-Tr, estación climatológica Las Cuevas

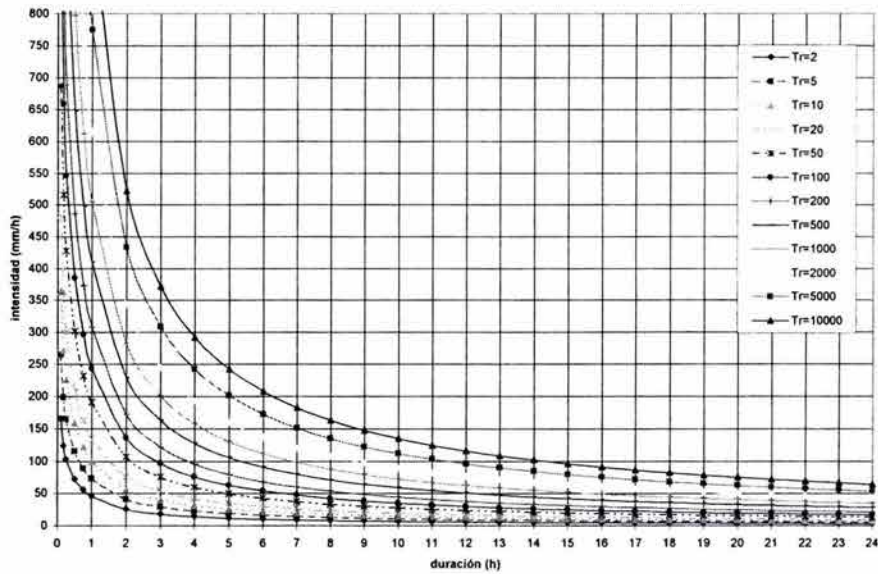


Fig 6.12 Curvas i-d-Tr, estación climatológica Guevea

9 Hietograma de diseño

Las alturas de precipitación calculadas hasta el momento son puntuales, para determinar las curvas i-d-Tr de diseño de la cuenca (hasta el sitio Ixtepec) y obtener posteriormente la lluvia media de la misma, asociada a ciertos Tr, nos auxiliamos de los polígonos de Thiessen (fig 6.3), los cuales nos permiten obtener la lluvia media como un promedio pesado de las precipitaciones obtenidas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente.

En tabla 6.7 se muestra el área de influencia de cada estación y en las tablas 6.10 a 6.12 la distribución de la lluvia en el tiempo, aplicando polígonos de Thiessen se obtiene las curvas i-d-Tr de diseño, con las cuales se obtiene la lluvia media en la cuenca, asociada a Tr de 50, 100, 500, 1,000 y 10,000 años, para un tiempo de concentración de 8 h (subcap. 6.3.2). En fig 6.13 se muestra las curvas i-d-Tr de diseño y en la fig 6.14 se muestran los hietogramas correspondientes.

Así mismo, de subcap. 6.3.3, se obtuvo que el coeficiente de escurrimiento de la cuenca del río Los Perros es de 0.30, valor con el cual es posible obtener el valor de la precipitación en exceso, su hietograma y duración efectiva.

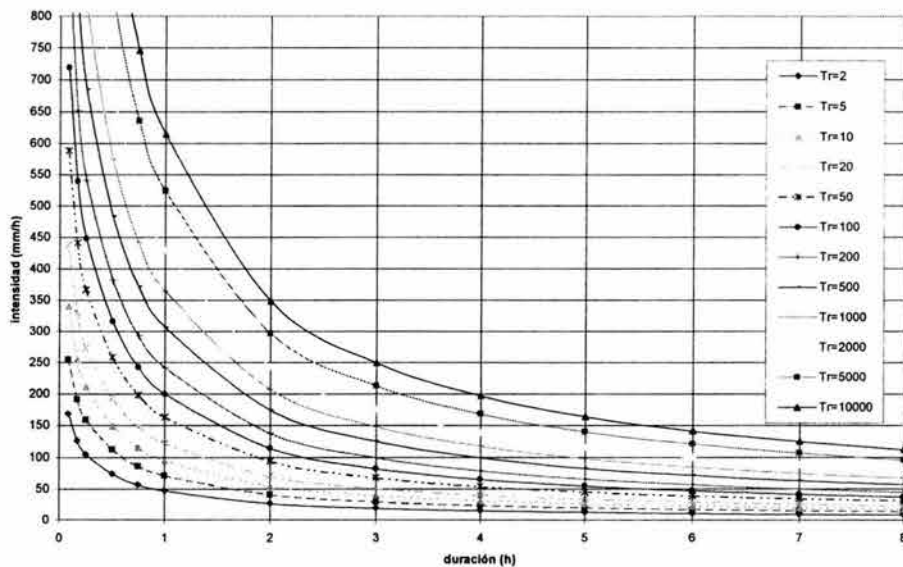


Fig. 6.13 Curvas i-d-Tr de diseño, (hasta el sitio Ixtepec)

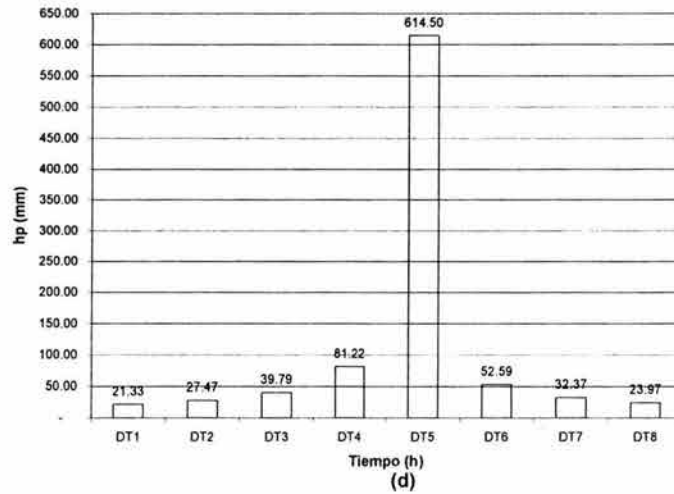
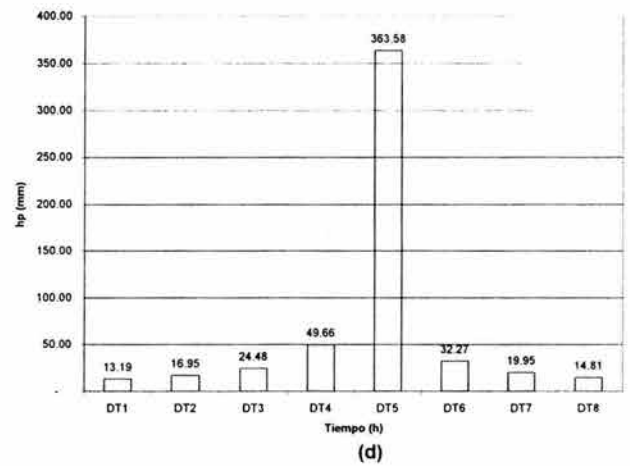
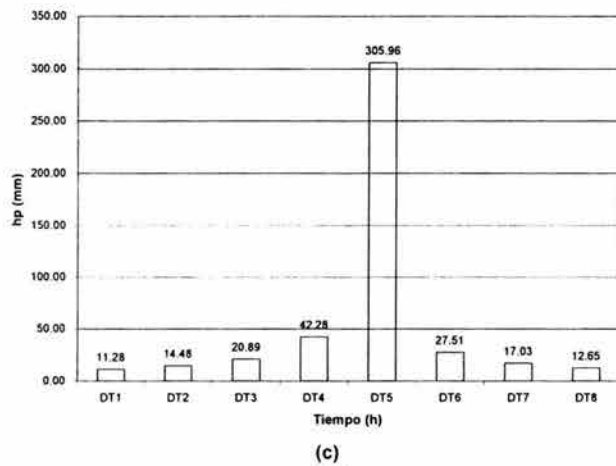
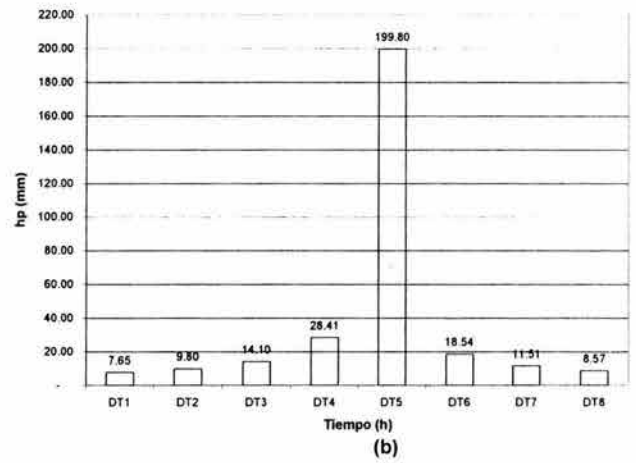
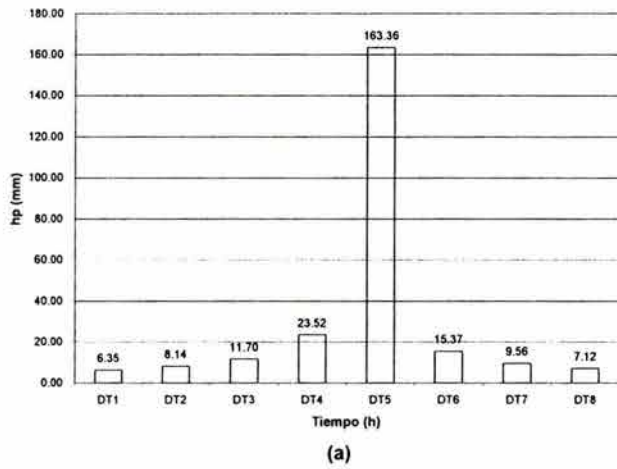


Fig. 6.14 Hietogramas de diseño: a) $Tr=50$, b) $Tr=100$, c) $Tr=500$, d) $Tr=1,000$, e) $Tr=10,000$ años

6.2.2 Análisis de gastos

Al igual que en el caso de lluvias, se identificaron todas las estaciones hidrométricas ubicadas dentro de la región hidrológica No. 22, en fig 6.1 y tabla 6.14 se muestra su ubicación y los gastos históricos máximos anuales respectivamente.

Para el análisis de gastos, y solo para las estaciones que intervienen en la zona de estudio, se sigue el mismo procedimiento que el de análisis de lluvias (1. análisis de la información, 2. prueba de independencia de eventos, 3. prueba de homogeneidad y 4. Análisis de frecuencias). En tabla 6.13 se muestra el resumen del análisis de frecuencia de gastos para seis estaciones hidrométricas que se utilizaran para el análisis regional.

Tabla 6.13 Análisis de frecuencias de gastos (m³/s)

Tr año	ESTACION HIDROMETRICA					
	BOQUILLA No. 1	TEQUISISTLAN	CHICAPA	IXTEPEC	OSTUTA	ZANATEPEC
2	210.93	181.58	191.45	154.68	129.33	178.24
5	368.58	686.74	426.12	305.66	485.40	326.77
10	508.53	1,075.24	698.85	467.86	1,003.67	475.93
20	686.70	1,290.31	1,132.10	902.57	2,339.27	1,046.35
50	950.05	1,536.63	1,642.38	1,602.78	3,851.20	2,361.68
100	1,147.08	1,713.32	1,988.03	2,070.77	4,883.11	3,235.46
200	1,340.04	1,886.71	2,319.78	2,519.37	5,880.49	4,073.45
500	1,591.52	2,113.84	2,750.37	3,100.54	7,179.24	5,161.19
1000	1,779.94	2,283.93	3,071.61	3,534.14	8,149.56	5,976.62
2000	1,968.37	2,455.34	3,390.38	3,974.40	9,119.89	6,785.81
5000	2,217.68	2,676.86	3,825.30	4,548.07	10,388.78	7,856.44
10000	2,414.80	2,845.64	4,141.60	4,974.99	11,344.17	8,653.19

6.3 Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico (HUIG)

6.3.1 Pendiente media del cauce principal

La pendiente media del cauce principal se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las ondas de la avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos.

La pendiente media del cauce principal se calcula con el criterio de Taylor-Schwartz, la cual esta dada por la expresión siguiente:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \frac{l_3}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{S_n}}} \right] \quad (6.1)$$

donde

L longitud del cauce principal, en m
 l_n longitud del tramo " n ", en m
 S_n pendiente del tramo " n ", adimensional
 S pendiente media del cauce principal, adimensional

Aplicando la expresión anterior, en la Tabla 6.15 se muestra el cálculo de la pendiente media del cauce principal hasta el sitio Ixtepec.

Tabla 6.15 Pendiente media del río Los Perros (Sitio Ixtepec)

TRAMO (km)		ELEVACION (m)		DISTANCIA m	ALTURA	S	S ^{0.5}	l/S ^{0.5}
INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL					
0+000.00	1+000.00	40.00	42.50	1,000.00	2.50	0.0025	0.0500	20,000.00
1+000.00	2+000.00	42.50	45.00	1,000.00	2.50	0.0025	0.0500	20,000.00
2+000.00	3+000.00	45.00	47.50	1,000.00	2.50	0.0025	0.0500	20,000.00
3+000.00	4+000.00	47.50	50.00	1,000.00	2.50	0.0025	0.0500	20,000.00
4+000.00	5+000.00	50.00	52.50	1,000.00	2.50	0.0025	0.0500	20,000.00
5+000.00	6+000.00	52.50	55.00	1,000.00	2.50	0.0025	0.0500	20,000.00
6+000.00	7+000.00	55.00	57.50	1,000.00	2.50	0.0025	0.0500	20,000.00
7+000.00	8+000.00	57.50	60.00	1,000.00	2.50	0.0025	0.0500	20,000.00
8+000.00	9+000.00	60.00	62.22	1,000.00	2.22	0.0022	0.0471	21,213.31
9+000.00	10+000.00	62.22	64.44	1,000.00	2.22	0.0022	0.0471	21,213.31
10+000.00	11+000.00	64.44	66.67	1,000.00	2.22	0.0022	0.0471	21,213.31
11+000.00	12+000.00	66.67	68.89	1,000.00	2.22	0.0022	0.0471	21,213.31
12+000.00	13+000.00	68.89	71.11	1,000.00	2.22	0.0022	0.0471	21,213.31
13+000.00	14+000.00	71.11	73.33	1,000.00	2.22	0.0022	0.0471	21,213.31
14+000.00	15+000.00	73.33	75.56	1,000.00	2.22	0.0022	0.0471	21,213.31
15+000.00	16+000.00	75.56	77.78	1,000.00	2.22	0.0022	0.0471	21,213.31
16+000.00	17+000.00	77.78	80.00	1,000.00	2.22	0.0022	0.0471	21,213.31
17+000.00	18+000.00	80.00	84.00	1,000.00	4.00	0.0040	0.0632	15,811.39
18+000.00	19+000.00	84.00	88.00	1,000.00	4.00	0.0040	0.0632	15,811.39
19+000.00	20+000.00	88.00	92.00	1,000.00	4.00	0.0040	0.0632	15,811.39
20+000.00	21+000.00	92.00	96.00	1,000.00	4.00	0.0040	0.0632	15,811.39
21+000.00	22+000.00	96.00	100.00	1,000.00	4.00	0.0040	0.0632	15,811.39
22+000.00	23+000.00	100.00	103.33	1,000.00	3.33	0.0033	0.0577	17,321.37
23+000.00	24+000.00	103.33	106.67	1,000.00	3.33	0.0033	0.0577	17,321.37
24+000.00	25+000.00	106.67	110.00	1,000.00	3.33	0.0033	0.0577	17,321.37
25+000.00	26+000.00	110.00	113.33	1,000.00	3.33	0.0033	0.0577	17,321.37
26+000.00	27+000.00	113.33	116.66	1,000.00	3.33	0.0033	0.0577	17,321.37
27+000.00	28+000.00	116.66	120.00	1,000.00	3.33	0.0033	0.0577	17,321.37
28+000.00	29+000.00	120.00	125.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
29+000.00	30+000.00	125.00	130.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
30+000.00	31+000.00	130.00	135.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
31+000.00	32+000.00	135.00	140.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
32+000.00	33+000.00	140.00	145.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
33+000.00	34+000.00	145.00	150.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
34+000.00	35+000.00	150.00	155.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
35+000.00	36+000.00	155.00	160.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
36+000.00	37+000.00	160.00	166.66	1,000.00	6.67	0.0067	0.0816	12,247.42
37+000.00	38+000.00	166.66	173.33	1,000.00	6.67	0.0067	0.0816	12,247.42
38+000.00	39+000.00	173.33	180.00	1,000.00	6.67	0.0067	0.0816	12,247.42
39+000.00	40+000.00	180.00	185.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
40+000.00	41+000.00	185.00	190.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
41+000.00	42+000.00	190.00	195.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
42+000.00	43+000.00	195.00	200.00	1,000.00	5.00	0.0050	0.0707	14,142.14
43+000.00	44+000.00	200.00	220.00	1,000.00	20.00	0.0200	0.1414	7,071.07
44+000.00	45+000.00	220.00	230.00	1,000.00	10.00	0.0100	0.1000	10,000.00
45+000.00	46+000.00	230.00	240.00	1,000.00	10.00	0.0100	0.1000	10,000.00
46+000.00	47+000.00	240.00	250.00	1,000.00	10.00	0.0100	0.1000	10,000.00
47+000.00	48+000.00	250.00	260.00	1,000.00	10.00	0.0100	0.1000	10,000.00
48+000.00	49+000.00	260.00	270.00	1,000.00	10.00	0.0100	0.1000	10,000.00

Tabla 6.15 Pendiente media del río Los Perros (Sitio Ixtepec), continuación

TRAMO (km)		ELEVACION (m)		DISTANCIA m	ALTURA	S	S ^{0.5}	L/S ^{0.5}
INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL					
49+000.00	50+000.00	270.00	280.00	1,000.00	10.00	0.0100	0.1000	10,000.00
50+000.00	51+000.00	280.00	300.00	1,000.00	20.00	0.0200	0.1414	7,070.70
51+000.00	52+000.00	300.00	320.00	1,000.00	20.00	0.0200	0.1414	7,071.07
52+000.00	53+000.00	320.00	340.00	1,000.00	20.00	0.0200	0.1414	7,071.07
53+000.00	54+000.00	340.00	360.00	1,000.00	20.00	0.0200	0.1414	7,071.07
54+000.00	55+000.00	360.00	380.00	1,000.00	20.00	0.0200	0.1414	7,071.07
55+000.00	56+000.00	380.00	400.00	1,000.00	20.00	0.0200	0.1414	7,071.07
56+000.00	57+000.00	400.00	440.00	1,000.00	40.00	0.0400	0.2000	5,000.00
57+000.00	58+000.00	440.00	500.00	1,000.00	60.00	0.0600	0.2449	4,082.48
58+000.00	59+000.00	500.00	520.00	1,000.00	20.00	0.0200	0.1414	7,071.07
59+000.00	60+000.00	520.00	560.00	1,000.00	40.00	0.0400	0.2000	5,000.00
60+000.00	61+000.00	560.00	600.00	1,000.00	40.00	0.0400	0.2000	5,000.00
61+000.00	62+000.00	600.00	700.00	1,000.00	100.00	0.1000	0.3162	3,162.28
62+000.00	63+000.00	700.00	760.00	1,000.00	60.00	0.0600	0.2449	4,082.48
63+000.00	64+000.00	760.00	820.00	1,000.00	60.00	0.0600	0.2449	4,082.48
64+000.00	65+000.00	820.00	860.00	1,000.00	40.00	0.0400	0.2000	5,000.00
65+000.00	66+000.00	860.00	900.00	1,000.00	40.00	0.0400	0.2000	5,000.00
66+000.00	67+000.00	900.00	1,100.00	1,000.00	200.00	0.2000	0.4472	2,236.07
67+000.00	68+000.00	1,100.00	1,300.00	1,000.00	200.00	0.2000	0.4472	2,236.07
SUMA (L)				68,000.00				901,802.89
PENDIENTE DEL CAUCE (S)								0.00568584
PENDIENTE DEL CAUCE (%)								0.57

6.3.2 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca, hasta el sitio de interés. De acuerdo a esta definición si se presenta una lluvia de intensidad constante, distribuida uniformemente en el área de aportación, al inicio del proceso solamente aportarán escurrimientos al tramo bajo análisis las zonas más cercanas a él, pero poco a poco, el área de aportación se incrementará hasta que cuando la duración de la lluvia alcance el tiempo de concentración, contribuya toda el área, con un gasto igual al de diseño. Si la lluvia mantiene una duración mayor al tiempo de concentración, la descarga se mantendrá hasta que la lluvia cese.

Para definir el valor de la altura de lluvia de diseño, de acuerdo con el modelo de tormenta planteado, se requiere conocer cual es la duración de la tormenta que se va analizar, para ello, dado que el gasto de escurrimiento adquiere su máximo valor (gasto de pico), cuando el tiempo de tránsito del escurrimiento es igual al tiempo de concentración (t_c), por lo que es común aceptar que la duración de la tormenta sea igual al t_c .

En la práctica, es muy difícil calcular con precisión el tiempo que tarda el agua en escurrir por la superficie hasta llegar a los puntos de estudio, existen diversas expresiones que permiten estimar dicho tiempo, entre ellas destacan, por ejemplo, las de Rowe, Kirpich y Chow.

Ecuación de Rowe (Fuentes y Franco, 1999)

$$t_c = \left[\frac{0.87 L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (6.2)$$

donde

t_c tiempo de concentración, en h
 H desnivel entre el punto más alejado y la salida, en m
 L longitud entre los dos puntos mencionados, en km

Ecuación de Kirpich (Aparicio, 1999)

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (6.3)$$

donde

t_c tiempo de concentración, en h
 S pendiente media del cauce principal, adimensional
 L longitud del cauce principal, en m

Ecuación de Chow (Fuentes y Franco, 1999)

$$t_c = 0.0050 \left[\frac{L}{S^{0.5}} \right]^{0.64} \quad (6.4)$$

donde

t_c tiempo de concentración, en h
 S pendiente media del cauce principal, en %
 L longitud del cauce principal, en m

Usando los datos de las variables que intervienen en las ecuaciones anteriores, se obtienen los resultados siguientes:

Tabla 6.16 Tiempo de concentración

MÉTODO	t_c (h)
Ecuación de Rowe	7.94
Ecuación de Kirpich	12.49
Ecuación de Chow	14.83

En este trabajo se tomara como tiempo de concentración para la cuenca del río Los Perros, el estimado por la ecuación de Rowe, ya que nos proporciona la condición más desfavorable.

6.3.3 Coeficiente de escurrimiento

La parte de la precipitación que queda atrapada en la vegetación, más la interceptada en la superficie del suelo y la infiltra se le conoce como “pérdida”.

A la altura de precipitación que resulta de restar la total menos la debida a las pérdidas de precipitación se le conoce como altura de precipitación en exceso o efectiva y es la que da origen al escurrimiento directo. Los criterios más usados para calcular las pérdidas son: coeficiente de escurrimiento, índice de infiltración media y número de escurrimiento.

El coeficiente de escurrimiento C , se define como el cociente del volumen del escurrimiento directo (V_{ED}) entre el volumen total de lluvia (V_{LL}), es decir:

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (6.5)$$

Cuando la superficie de la cuenca de drenaje está constituida por diferentes tipos de cubierta, este coeficiente se obtiene en función de las características de cada porción como un promedio pesado, es decir, se tiene que:

$$C = \frac{C_1 A_1}{A_c} + \frac{C_2 A_2}{A_c} + \frac{C_3 A_3}{A_c} + \dots + \frac{C_i A_i}{A_c} \quad (6.6)$$

donde

- C_i coeficiente de escurrimiento i que corresponde al A_i , adimensional
- A_i área i , en km^2
- A_c área de la cuenca, en km^2

Los valores de C_i se obtienen en función del tipo de cubierta que tenga la superficie, ver Tabla 6.17, así mismo, para el caso específico de la cuenca del río Los Perros y en base a la fig 6.2, se obtiene un coeficientes de escurrimiento igual a 0.30.

6.3.4 Parámetros geomorfológicos

Para obtener el orden de la red de drenaje, de la cuenca del río Los Perros, de acuerdo con Horton-Strahler se utilizaron las cartas Topográficas escala 1:50,000, editada por el INEGI. En fig. 6.3 se muestra la cuenca digitalizada, donde se observa los parteaguas de cada una de las subcuencas, así como todas las corrientes principales apreciables, indicándose el orden de la corriente, el número de corrientes para cada orden, la longitud y el área tributaria de todas las corrientes de la red.

Para determinar el número de corrientes de cada orden y su longitud, se consideró que una corriente de orden mayor a uno termina hasta encontrar una corriente de igual o mayor orden. Para determinar el área tributaria de las corrientes de orden mayor a uno, se toma el área acumulada de todas las corrientes de menor orden que son afluentes a ésta.

En la tabla 6.18 se muestra el resumen del número de corrientes de cada orden, así como su longitud y su área tributaria. De acuerdo con Horton-Strahler la cuenca resulta de orden cuatro.

Tabla 6.17 Valores del coeficiente de escurrimiento C

TIPO DE ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
ZONAS COMERCIALES		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espacios	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS		
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 con pendientes medias(0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

**Tabla 6.18 Cuenca río los Perros
Características fisiográficas**

No. DE CORRIENTE	AREA m ²	LONGITUD m
1-1	20,231,135.49	9,952.56
1-2	14,255,477.32	7,338.03
1-3	14,523,416.81	8,266.36
1-4	9,437,236.98	6,315.83
1-5	30,498,165.66	15,989.93
1-6	14,816,818.07	11,490.88
1-7	42,747,465.13	17,639.77
1-8	24,890,196.93	14,307.42
1-9	22,908,653.78	11,890.28
1-10	29,746,350.99	7,663.37
1-11	13,745,080.56	8,511.23
1-12	38,115,503.51	15,886.22
1-13	5,694,766.58	7,054.00
1-14	22,322,474.21	9,851.16
1-15	27,932,120.47	13,718.24
1-16	21,479,598.82	7,862.20
1-17	5,765,061.69	4,758.38
1-18	9,196,853.26	5,204.08
1-19	7,250,101.39	5,262.01

Tabla 6.18 Cuenca río los Perros (continuación)
Características fisiográficas

No. DE CORRIENTE	AREA m²	LONGITUD m
1-20	16,389,480.07	9,879.48
1-21	13,381,817.84	8,527.24
1-22	9,632,664.85	4,882.33
1-23	18,799,602.77	8,040.39
1-24	25,171,615.40	11,062.68
1-25	25,159,724.32	11,650.32
1-26	8,905,119.62	5,590.34
1-28	8,354,136.60	6,304.07
1-29	8,612,166.05	6,633.80
1-30	13,911,140.83	9,232.47
1-31	15,949,992.73	8,278.91
1-32	8,010,698.52	7,272.36
1-33	14,726,501.46	3,658.41
1-34	6,368,630.34	6,003.14
1-35	5,877,079.96	6,180.04
1-36	9,874,902.52	6,232.82
1-37	5,613,028.35	5,533.86
1-38	5,815,580.03	6,026.39
1-39	9,107,634.93	6,306.21
1-40	8,056,536.49	5,545.29
1-41	9,753,119.89	6,134.63
PROMEDIO	15,575,691.28	8,448.43
2-1	56,308,752.35	9,053.18
2-2	37,947,184.62	2,521.40
2-3	44,495,436.77	6,338.92
2-4	52,034,313.54	5,584.94
2-5	50,225,821.59	5,461.98
2-6	51,137,562.81	9,621.22
2-7	23,301,528.63	2,680.00
2-8	44,133,648.90	5,103.00
2-10	29,976,834.29	2,357.82
2-11	19,801,729.08	1,115.63
PROMEDIO	40,936,281.26	4,983.81
3-1	199,094,601.37	7,927.96
3-2	267,858,013.59	21,654.08
3-3	121,441,271.29	12,965.04
PROMEDIO	196,131,295.42	14,182.36
4-1	936,126,383.17	36,841.28
PROMEDIO	936,126,383.17	36,841.28

De la tabla anterior se obtiene N_w , L_w , A_w (ver subcap. 2.2) y sus logaritmos correspondientes se muestran en la tabla 6.19, los cuales se grafican contra el orden de la corriente para obtener la fig 6.24, de donde se obtiene las siguientes ecuaciones de regresión:

Tabla 6.19 Parámetros de Horton

ORDEN ω	$N\omega$	$\log(N\omega)$	$L\omega$ m	$\log(L\omega)$	$A\omega$ m	$\log(A\omega)$
1	40	1.6021	8,448.43	3.9268	15,575,691.28	7.1924
2	10	1.0000	4,983.81	3.6976	40,936,281.26	7.6121
3	3	0.4771	14,182.36	4.1517	196,131,295.42	8.2925
4	1	0.0000	36,841.28	4.5663	936,126,383.17	8.9713

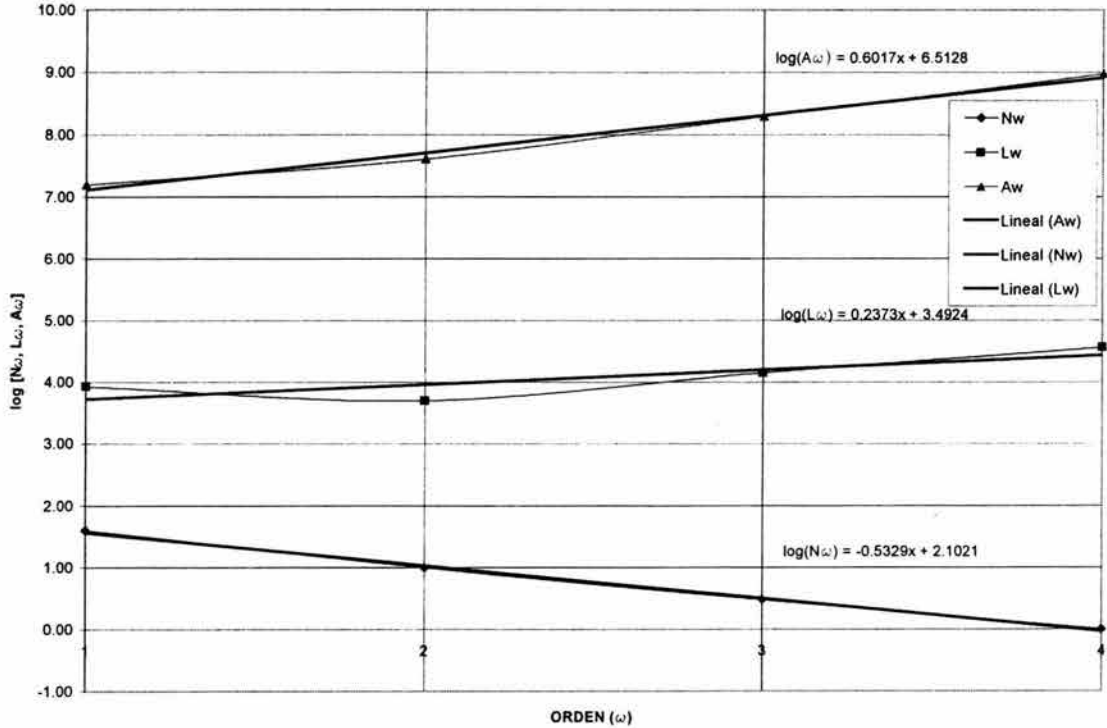


Fig. 6.15 Ecuaciones de regresión, parámetros de Horton

$$\log(N\omega) = -0.5329x + 2.1021 \quad (6.7)$$

$$\log(L\omega) = 0.2373x + 3.4924 \quad (6.8)$$

$$\log(A\omega) = 0.6017x + 6.5128 \quad (6.9)$$

Donde la magnitud de las pendientes es el logaritmo R_B , R_L y R_A respectivamente, por lo que el valor de los parámetros de las Leyes de Horton son:

$$R_B = 10^{0.5329} = 3.41 \quad (3.0 - 5.0 \text{ ok}) \quad (6.10)$$

$$R_L = 10^{0.2373} = 1.73 \quad (1.5 - 3.0 \text{ ok}) \quad (6.11)$$

$$R_A = 10^{0.6017} = 4.00 \quad (3.0 - 6.0 \text{ ok}) \quad (6.12)$$

6.3.5 Velocidad de pico (m/s)

Una de las mayores dificultades del hidrograma unitario geomorfológico es la obtención de la velocidad de pico V , su variación afecta considerablemente los resultados. En la cuenca del río los Perros no se cuenta con registro alguno de este parámetro, por lo tanto para su evaluación se tomara en cuenta el valor del tiempo de concentración y la longitud del cauce principal hasta el sitio de interés, esto es

$$v = \frac{d}{t_c} \quad (6.13)$$

donde

v velocidad de pico, m/s
 d longitud del cauce principal, m
 t_c tiempo de concentración, s

De tabla 6.15 y 6.16 se obtiene d y t_c , los cuales sustituyendo en ec. 6.13 se obtiene una velocidad de $2.38 m/s$. Tomando como referencia este último valor, para el análisis del HUIG, se consideraran las siguientes velocidades: 2.0 , 2.5 y $3.0 m/s$.

6.3.6 HUIG

Para la obtención del HUIG se utilizó el programa HUIG.BAS (Eslava 1997), el cual calcula el hidrograma Unitario Instantáneo para cuencas de orden tres, cuatro y cinco, a partir de sus parámetros geomorfológicos, así como un hidrograma de escurrimiento directo, resultante de la convolución del hidrograma unitario instantáneo con un hidrograma de una tormenta presentada.

Con la información obtenida hasta el momento, se obtuvieron los HUIG para periodos de retorno de 50, 100, 500, 1,000 y 10,000 años para una velocidad pico de 2.0 , 2.5 y $3.0 m/s$, realizándose en total quince corridas. En la fig. 6.16 se muestran los HUIG, mientras que en las 6.17 a 6.21 se muestran los hidrogramas de escurrimiento directo para los T_r mencionados. En tabla 6.20 se muestran los datos de entrada al programa HUIG.BAS.

Con el objeto de comparar los resultados obtenidos, en fig 6.22 y 6.23 se muestran los hidrogramas obtenidos en base al método del hidrograma unitario adimensional y del método de "mayoración" en base al análisis de frecuencia de gastos de la estación hidrométrica Ixtepec.

Tabla 6.20 Datos de entrada a programa HUIG.BAS

DATOS DE LA CUENCA	Tr (AÑOS)														
	10000	10000	500	100	50	10000	1000	500	100	50	10000	1000	500	100	50
NOMBRE DE ARCHIVO:	TR10000A	TR1000A	TR500A	TR100A	TR50A	TR10000B	TR1000B	TR500B	TR100B	TR50B	TR10000C	TR1000C	TR500C	TR100C	TR50C
ORDEN DE LA CUENCA :	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
AREA DE LA CUENCA (Km ²):	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66	937.66
L _∞ DE LAS CORRIENTES DE	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45
ORDEN 1 (Km) :	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84	36.84
L _∞ DE LA CORRIENTE DE															
MAYOR ORDEN (Km):	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41	3.41
COEFICIENTE DE															
BIFURCACION R _b :	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73
GRADO DE LONGITUD R _L :	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
GRADO DE AREA R _A :	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
VELOCIDAD DE PICO (m/s) :	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DURACION DE LA LLUVIA EN															
EXCESO (hr):															
HUIG															
Q _{max} (m ³ /s/mm)	18.05	18.05	18.05	18.05	18.05	22.54	22.54	22.54	22.54	22.54	27.02	27.02	27.02	27.02	27.02
Tp (hr)	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67
HIDROGRAMA DIRECTO															
NUMERO DE BARRAS:	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
hp (1) mm	267.97	160.47	135.62	89.51	73.54	267.97	160.47	135.62	89.51	73.54	267.97	160.47	135.62	89.51	73.54
Q _{max} (m ⁷ /s) (fig. 6.17 a 6.21)	4,830.21	2,892.51	2,444.58	1,613.43	1,325.57	6,028.14	3,609.87	3,050.85	2,013.58	1,654.32	7,219.41	4,323.24	3,653.75	2,411.50	1,981.25
Tp (hr)	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75

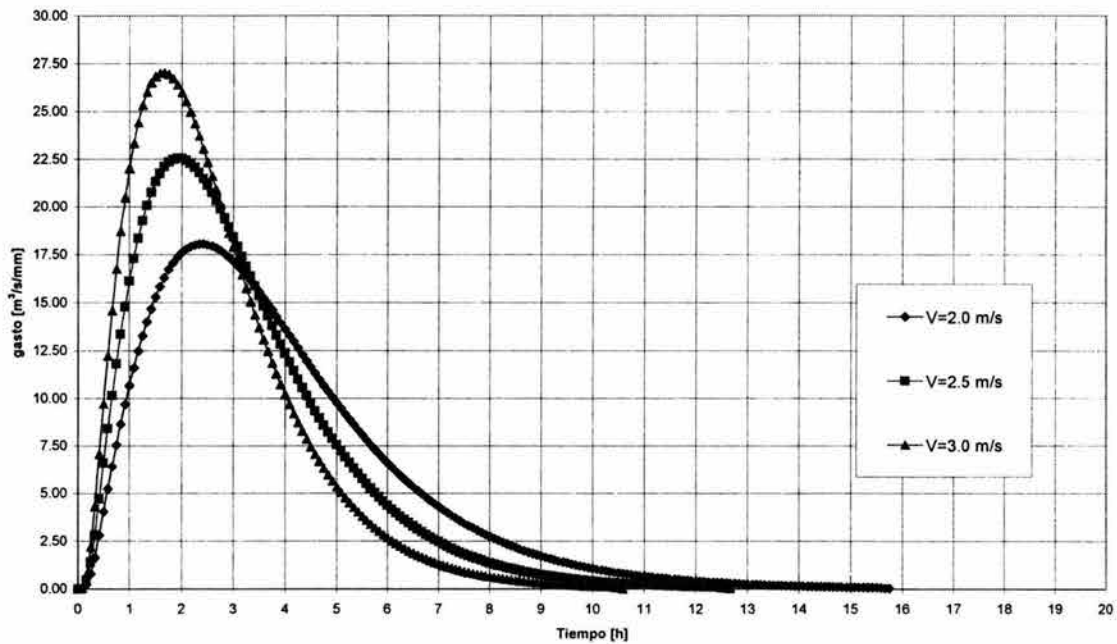


Fig. 6.16 Hidrograma unitario instantáneo geomorfológico

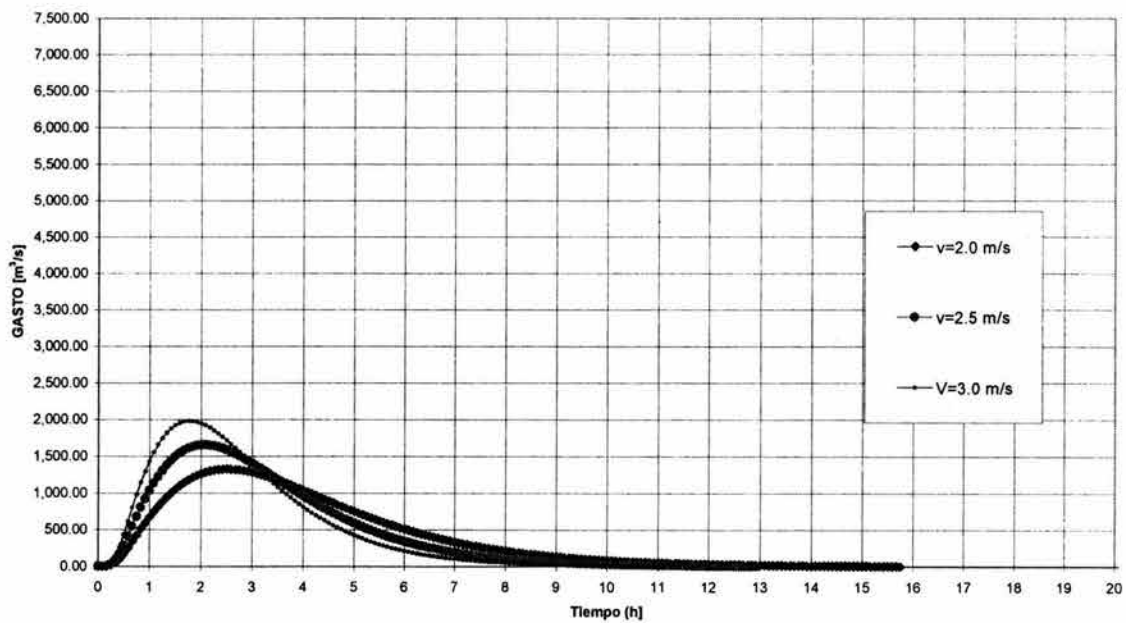


Fig. 6.17 Hidrograma unitario de escurrimiento directo, para $T_r = 50$ años

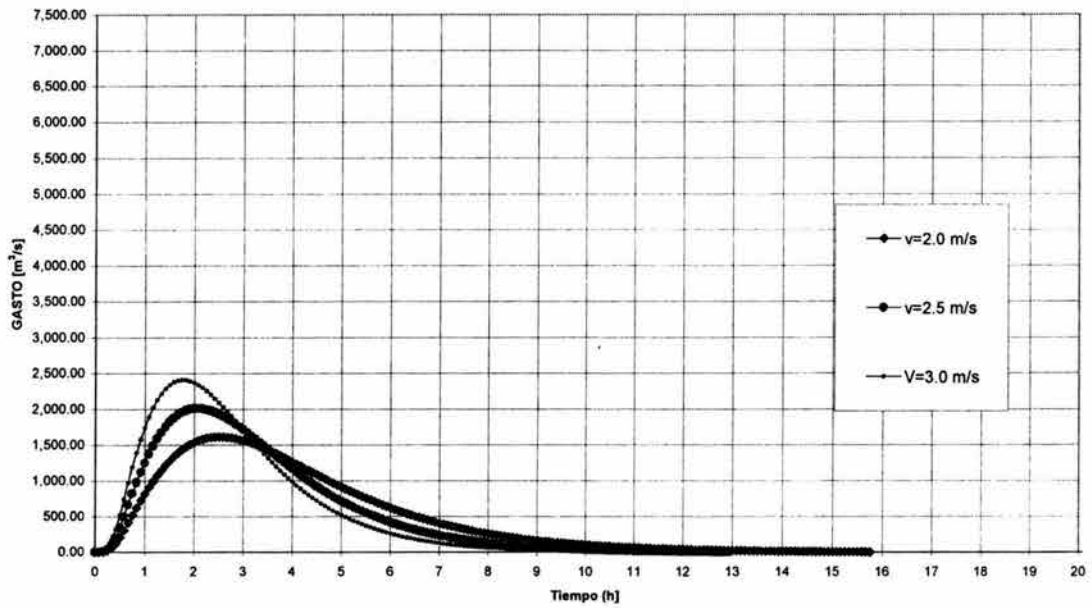


Fig. 6.18 Hidrograma unitario de escurrimiento directo, para $T_r = 100$ años

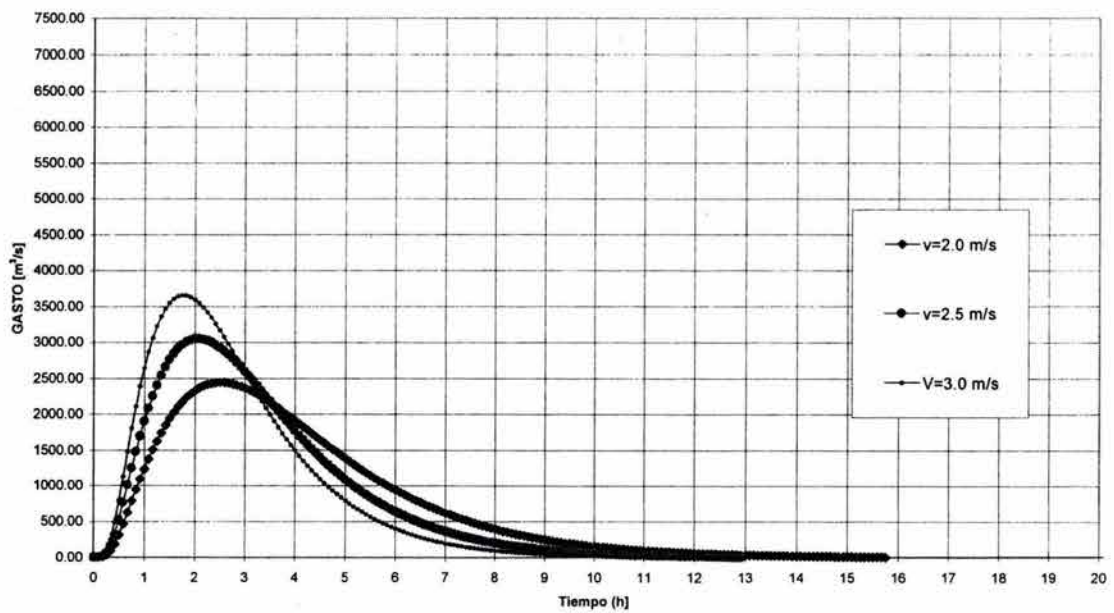


Fig. 6.19 Hidrograma unitario de escurrimiento directo, para $T_r = 500$ años

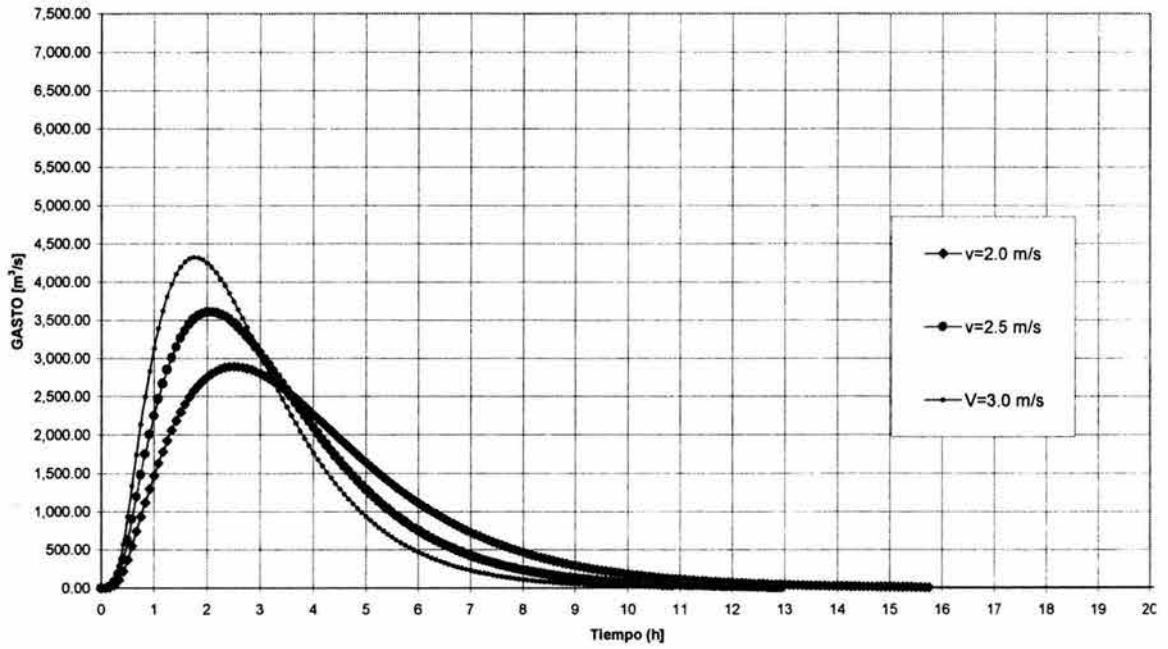


Fig. 6.20 Hidrograma unitario de escurrimiento directo, para $Tr = 1,000$ años

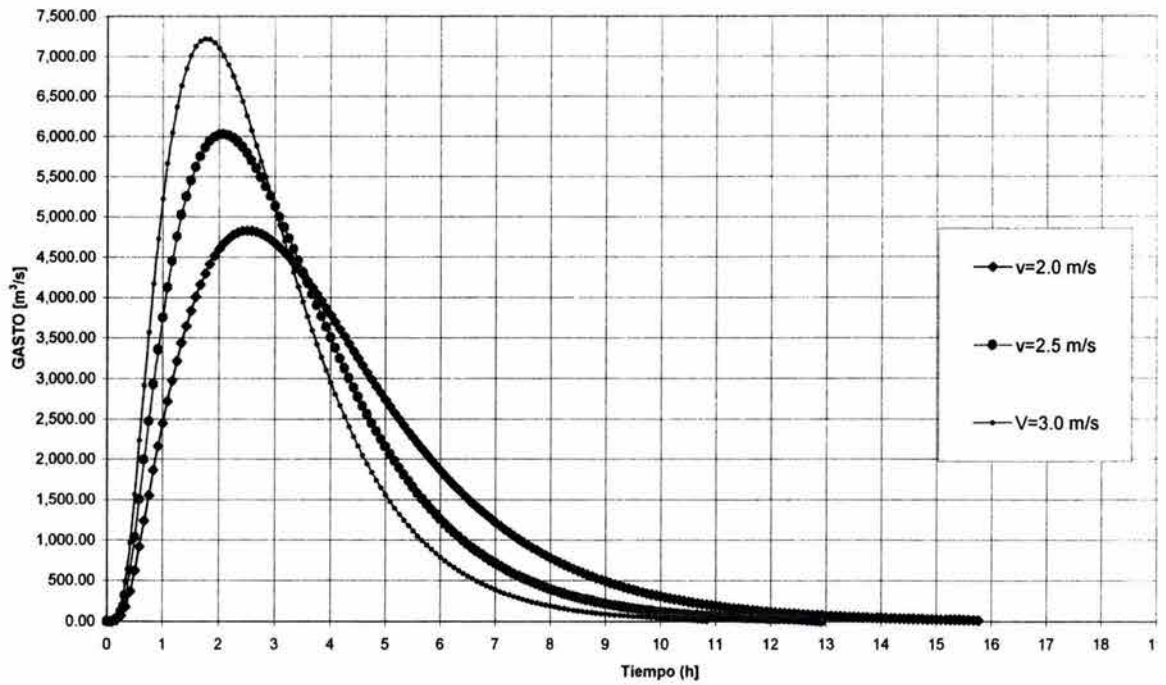


Fig. 6.21 Hidrograma unitario de escurrimiento directo, para $Tr = 10,000$ años

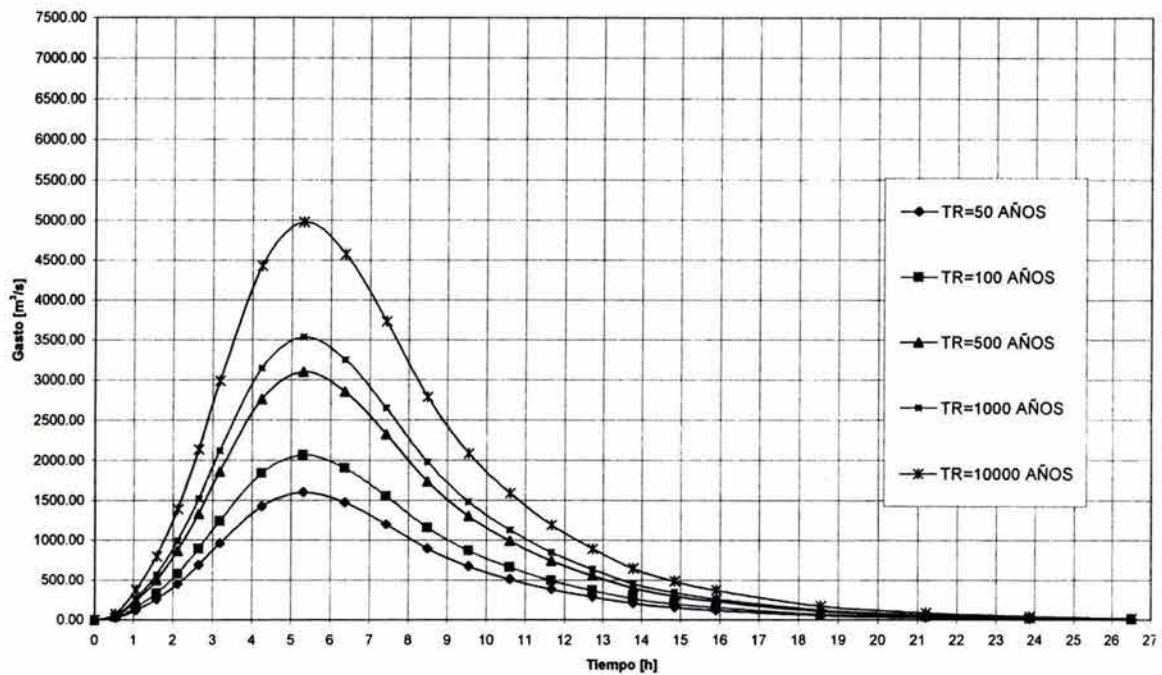


Fig. 6.22 Hidrogramas cuenca río Los Perros (método hidrograma unitario adimensional)

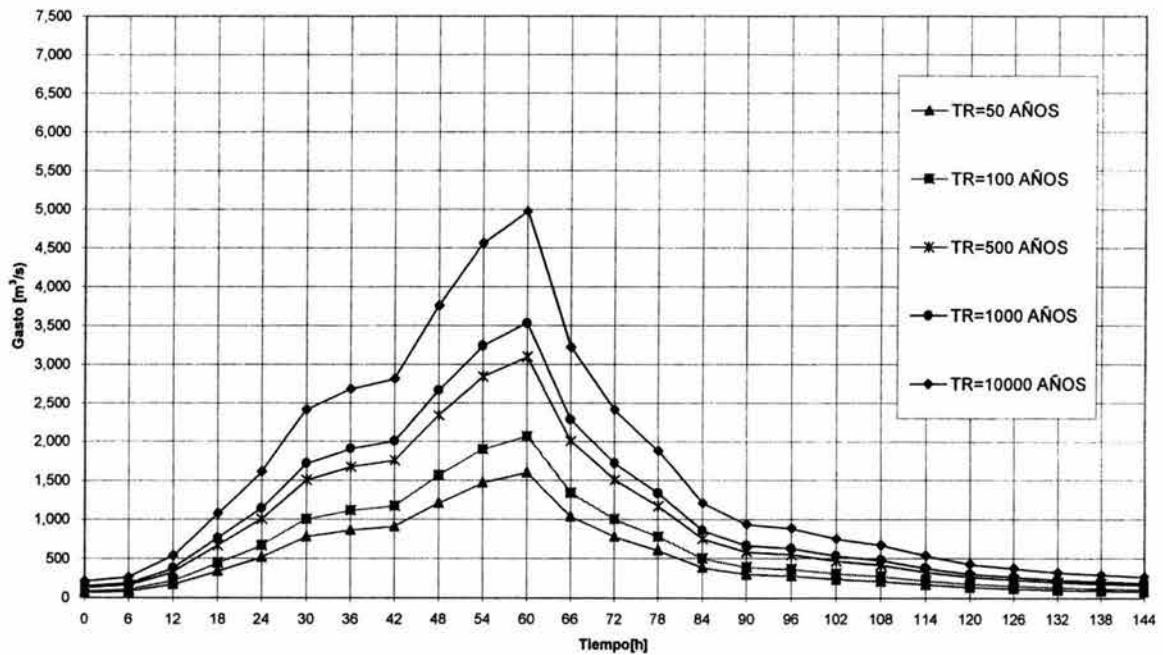


Fig. 6.23 Hidrogramas cuenca río Los Perros (método mayoración de avenida de septiembre de 1969)

6.4 Análisis regional hidrológico

Como se comentó en cap 3, las técnicas de delimitación de regiones homogéneas y de análisis regional se emplean en hidrología para facilitar la transferencia de información desde lugares con una mayor longitud de registros a sitios cuyos registros son escasos o nulos. Al dividir el área en estudio en subregiones homogéneas, que se consideren de comportamiento similar, la información se extrapola con mayor precisión y las ecuaciones de regresión con base en las características de las cuencas pueden emplearse con mayor confianza para pronosticar las variables hidrológicas.

En base a lo anterior, se recopiló la información de gastos máximos anuales de todas las estaciones hidrométricas de la Región Hidrológica No. 22 las cuales se muestran en la tabla 6.14. Se obtendrán las ecuaciones regionales con los métodos abajo mencionados y se seleccionará aquella que mejor se ajuste a los registros de la estación hidrométrica Ixtepec.

6.4.1 Estaciones-año

Siguiendo el desarrollo descrito en subcap 3.1, en tabla 6.21 se muestran las estaciones hidrométricas que entran en el análisis y en fig 6.24 se muestra la gráfica área de cuenca de cada estación contra su gasto medio de los máximos anuales, de la cual se obtiene la siguiente ecuación regional:

$$Q_{\text{medio}} = -52.778 \ln A + 601.87 \quad (6.14)$$

donde A : área de la cuenca, en Km^2

Tabla 6.21 Método estaciones-año

ESTACION	AREA Km^2	Q_{medio} m^3/s
BOQUILLA No. 1	4,487	242.18
TEQUISISTLAN	2,213	345.65
CHICAPA	425	287.00
IXTEPEC	938	226.15
OSTUTA	357	345.51
ZANATEPEC	264	263.70

Del análisis, y aplicando la distribución de probabilidad Gumbel (Tipo I) se obtiene la ecuación regional.

$$\frac{Q}{Q_{\text{medio}}} = \mu - a \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{I}{Tr} \right) \right]$$

$$\frac{Q}{Q_{\text{medio}}} = 0.4323 - 0.9905 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{I}{Tr} \right) \right] \quad (6.15)$$

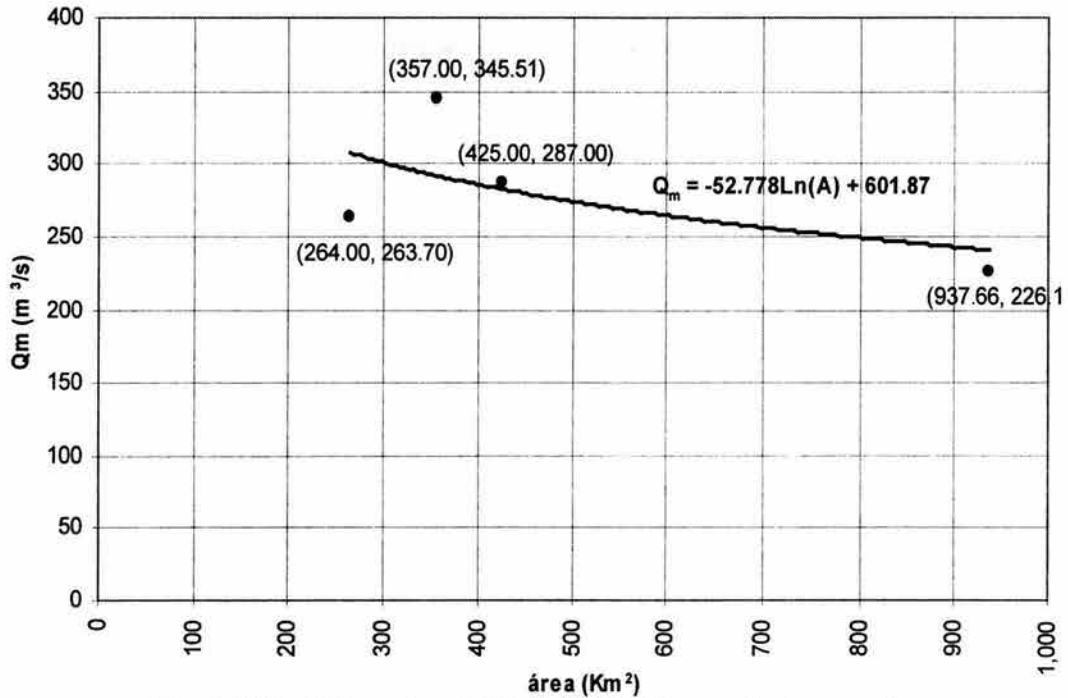


Fig. 6.24 Análisis regional hidrológico. Método estaciones-año

Aplicando la ecuación regional 6.14 y 6.15, en tabla 6.22 se muestran los gastos asociados a diversos periodos de retorno (T_r) para el Sitio Ixtepec, mientras que en tablas 6.23 a 6.25 se muestra el proceso correspondiente.

Tabla 6.22 Método estaciones-año
Gatos en el Sitio Ixtepec

$N = 269.00$ $X = 1.00$ $S^2 = 1.61$ $S = 1.27$			$g = 3.33$ $K = 15.19$ $CV = 1.27$ $\mu = 0.4323$ $\alpha = 0.9905$	
$T_r=(n+1)/m$ años	$P=1-(1/T_r)$	Q/Q_{medio} (ec 6.15)	Q_{medio} m^3/s (ec 6.14)	Q m^3/s
2.00	0.50000	0.80	240.69	191.42
5.00	0.80000	1.92	240.69	461.63
10.00	0.90000	2.66	240.69	640.53
20.00	0.95000	3.37	240.69	812.13
50.00	0.98000	4.30	240.69	1034.26
100.00	0.99000	4.99	240.69	1200.71
200.00	0.99500	5.68	240.69	1366.56
500.00	0.99800	6.59	240.69	1585.36
1000.00	0.99900	7.27	240.69	1750.72
2000.00	0.99950	7.96	240.69	1916.03
5000.00	0.99980	8.87	240.69	2134.50
10000.00	0.99990	9.55	240.69	2299.76

Tabla 6.24 Técnica estación-año
Modulación de gastos máximos instantáneos de estaciones seleccionadas ($Q_{\text{máximo}}/Q_{\text{medio}}$)

AÑO	BOQUILLA No. 1	TEQUISISTLAN	CHICAPA	IXTEPEC	OSTUTA	ZANATEPEC
1,935						
1,936	0.95					
1,937	2.08					
1,938	1.70					
1,939	2.17					
1,940	0.65					
1,941	1.10					
1,942	1.05					
1,943	0.34					
1,944	4.54					
1,945	1.95					
1,946	0.56					
1,947	1.14					
1,948	1.26	0.58	0.64	0.16		
1,949	0.47	0.41	1.49	0.03		
1,950	1.37	1.46	0.92	1.54		
1,951	2.14	3.34	0.64	0.25		
1,952	2.34	3.94	0.86	1.85		
1,953	1.26	0.24	0.36	0.03		
1,954	1.54	2.50	0.94	0.43		1.95
1,955	2.40	2.83	1.66	2.13		1.00
1,956	0.72	0.69	0.33	0.67		0.46
1,957	0.45	0.27	0.08	0.18	0.00	0.92
1,958	0.49	0.54	0.21	0.08		0.68
1,959	0.70	0.62	0.54	0.63		0.42
1,960	1.48	3.23	0.42	1.19	0.00	1.79
1,961	0.78	0.97	2.72	0.97	0.00	0.61
1,962	0.55	0.37	0.16	0.40	0.00	0.33
1,963	0.80	0.53	0.74	0.51	0.00	0.47
1,964	0.33	0.36	0.25	0.68	0.00	0.19
1,965	0.29	0.09	0.09	0.07	0.00	0.25
1,966	0.71	0.18	0.24	0.17	0.00	0.13
1,967	0.43	0.10	0.20	0.63	0.00	0.43
1,968	0.78	0.16	0.18	0.54	0.00	0.26
1,969	2.21	3.72	0.86	4.10	0.00	0.97
1,970	0.81	1.89	1.07	1.92	0.00	0.69
1,971	0.89	1.97	0.21	0.54	0.00	1.41
1,972	0.84	0.32	0.15	0.05	0.00	0.41
1,973	1.47	2.45	1.55	1.86	0.00	1.48
1,974	1.40	0.89	1.33	2.89	0.00	1.40
1,975	1.23	0.56	0.55	1.32	0.56	0.62
1,976	0.45	0.00	0.07	0.97	1.00	0.12
1,977	0.33	0.10	0.08	0.92	0.19	0.49
1,978	0.62	0.00	1.25	7.19	3.11	1.15
1,979	1.23	1.47	5.69	1.32	6.41	1.33
1,980	0.51	0.41	1.59	1.00	9.18	9.10
1,981	0.47	4.17	2.72	0.98	2.41	1.55
1,982	0.19	0.35	0.02	0.86	0.30	0.60
1,983	0.38	0.19	0.27	0.94	0.80	0.98
1,984	0.48	1.49	1.42	0.99	2.92	1.48
1,985	0.31	0.16	1.00	0.91	0.44	0.52
1,986	0.36	0.45	4.40	0.49	1.29	0.66
1,987	0.33	0.40	0.11	0.35	0.46	0.02
1,988	0.60	0.70	3.01	0.54	1.88	1.00
1,989	1.03	0.24	1.19	0.45	1.81	2.99
1,990	1.00	0.02	0.17	0.04	0.19	0.37
1,991	0.51	0.30	1.25	1.10	0.36	0.22
1,992	0.42	0.06	0.27	0.16	0.18	0.11
1,993	0.38	0.26	2.12		1.45	0.45
MEDIA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
VARIANZA	0.58	1.39	1.35	1.53	3.75	2.10
DESV. EST.	0.76	1.18	1.16	1.24	1.94	1.45
k (curtosis)	7.04	0.96	6.06	14.34	10.12	26.06
g (coef. asim)	2.16	1.46	2.25	3.36	3.03	4.73

TABLA 6.25 Técnica estación-año
Registro único de las muestras moduladas ($Q_{\text{máximo}}/Q_{\text{medio}}$)

ESTACION	ORDEN	REGISTRO SIN ORDEN	PROBABILIDAD	PERIODO DE RETORNO	REGISTRO ORDENADOS
BOQUILLA No. 1	1	0.9476	1.00	270.00	9.1778
	2	2.0757	0.99	135.00	9.1013
	3	1.7050	0.99	90.00	7.1854
	4	2.1707	0.99	67.50	6.4083
	5	0.6458	0.98	54.00	5.6864
	6	1.1004	0.98	45.00	4.5421
	7	1.0530	0.97	38.57	4.3989
	8	0.3386	0.97	33.75	4.1661
	9	4.5421	0.97	30.00	4.0990
	10	1.9531	0.96	27.00	3.9360
	11	0.5650	0.96	24.55	3.7206
	12	1.1438	0.96	22.50	3.3416
	13	1.2553	0.95	20.77	3.2287
	14	0.4695	0.95	19.29	3.1143
	15	1.3668	0.94	18.00	3.0149
	16	2.1414	0.94	16.88	2.9866
	17	2.3413	0.94	15.88	2.9232
	18	1.2635	0.93	15.00	2.8876
	19	1.5361	0.93	14.21	2.8324
	20	2.4032	0.93	13.50	2.7247
	21	0.7217	0.92	12.86	2.7160
	22	0.4501	0.92	12.27	2.4992
	23	0.4872	0.91	11.74	2.4461
	24	0.7043	0.91	11.25	2.4138
	25	1.4783	0.91	10.80	2.4032
	26	0.7846	0.90	10.38	2.3413
	27	0.5533	0.90	10.00	2.2133
	28	0.7990	0.90	9.64	2.1707
	29	0.3270	0.89	9.31	2.1414
	30	0.2923	0.89	9.00	2.1269
	31	0.7103	0.89	8.71	2.1191
	32	0.4336	0.88	8.44	2.0757
	33	0.7788	0.88	8.18	1.9650
	34	2.2133	0.87	7.94	1.9531
	35	0.8087	0.87	7.71	1.9454
	36	0.8898	0.87	7.50	1.9235
	37	0.8436	0.86	7.30	1.8950
	38	1.4686	0.86	7.11	1.8787
	39	1.3982	0.86	6.92	1.8616
	40	1.2346	0.85	6.75	1.8483
	41	0.4491	0.85	6.59	1.8116
	42	0.3317	0.84	6.43	1.7861
	43	0.6243	0.84	6.28	1.7050
	44	1.2346	0.84	6.14	1.6585
	45	0.5079	0.83	6.00	1.5860
	46	0.4699	0.83	5.87	1.5548
	47	0.1855	0.83	5.74	1.5544
	48	0.3752	0.82	5.63	1.5429
	49	0.4803	0.82	5.51	1.5361
	50	0.3082	0.81	5.40	1.4912
	51	0.3560	0.81	5.29	1.4900
	52	0.3323	0.81	5.19	1.4801
	53	0.6022	0.80	5.09	1.4783
	54	1.0321	0.80	5.00	1.4752
	55	1.0000	0.80	4.91	1.4725
	56	0.5099	0.79	4.82	1.4686
	57	0.4210	0.79	4.74	1.4628
	58	0.3846	0.79	4.66	1.4548
TEQUISISTLAN	59	0.5801	0.78	4.58	1.4223
	60	0.4079	0.78	4.50	1.4118
	61	1.4628	0.77	4.43	1.4031
	62	3.3416	0.77	4.35	1.3982
	63	3.9360	0.77	4.29	1.3668
	64	0.2442	0.76	4.22	1.3349
	65	2.4992	0.76	4.15	1.3320
	66	2.8324	0.76	4.09	1.3180
	67	0.6886	0.75	4.03	1.3180
	68	0.2737	0.75	3.97	1.2882
	69	0.5352	0.74	3.91	1.2635
	70	0.6234	0.74	3.86	1.2553
	71	3.2287	0.74	3.80	1.2478
	72	0.9721	0.73	3.75	1.2474
	73	0.3716	0.73	3.70	1.2346
	74	0.5286	0.73	3.65	1.2346
	75	0.3559	0.72	3.60	1.1936
	76	0.0924	0.72	3.55	1.1850
	77	0.1796	0.71	3.51	1.1490
	78	0.0983	0.71	3.46	1.1438
	79	0.1589	0.71	3.42	1.1033
	80	3.7206	0.70	3.38	1.1004
	81	1.8950	0.70	3.33	1.0697
	82	1.9650	0.70	3.29	1.0530

TABLA 6.25 Técnica estación-año
Registro único de las muestras moduladas ($Q_{\text{máximo}}/Q_{\text{medio}}$)

(continuación)

ESTACION	ORDEN	REGISTRO SIN ORDEN	PROBABILIDAD	PERIODO DE RETORNO	REGISTRO ORDENADOS
	83	0.3162	0.69	3.25	1.0321
	84	2.4461	0.69	3.21	1.0000
	85	0.8934	0.69	3.18	1.0000
	86	0.5572	0.68	3.14	1.0000
	87	0.0036	0.68	3.10	1.0000
	88	0.1033	0.67	3.07	0.9973
	89	0.0036	0.67	3.03	0.9973
	90	1.4725	0.67	3.00	0.9851
	91	0.4126	0.66	2.97	0.9839
	92	4.1661	0.66	2.93	0.9806
	93	0.3530	0.66	2.90	0.9721
	94	0.1881	0.65	2.87	0.9714
	95	1.4900	0.65	2.84	0.9677
	96	0.1612	0.64	2.81	0.9670
	97	0.4485	0.64	2.78	0.9476
	98	0.4030	0.64	2.76	0.9388
	99	0.7041	0.63	2.73	0.9373
	100	0.2388	0.63	2.70	0.9215
	101	0.0223	0.63	2.67	0.9196
	102	0.3037	0.62	2.65	0.9155
	103	0.0645	0.62	2.62	0.9092
	104	0.2568	0.61	2.60	0.8934
CHICAPA	105	0.6425	0.61	2.57	0.8898
	106	1.4912	0.61	2.55	0.8588
	107	0.9155	0.60	2.52	0.8575
	108	0.6447	0.60	2.50	0.8551
	109	0.8588	0.60	2.48	0.8436
	110	0.3623	0.59	2.45	0.8087
	111	0.9373	0.59	2.43	0.8015
	112	1.6585	0.59	2.41	0.7990
	113	0.3272	0.58	2.39	0.7846
	114	0.0792	0.58	2.37	0.7788
	115	0.2053	0.57	2.35	0.7432
	116	0.5435	0.57	2.33	0.7217
	117	0.4164	0.57	2.31	0.7103
	118	2.7160	0.56	2.29	0.7043
	119	0.1575	0.56	2.27	0.7041
	120	0.7432	0.56	2.25	0.6904
	121	0.2477	0.55	2.23	0.6886
	122	0.0915	0.55	2.21	0.6810
	123	0.2377	0.54	2.20	0.6760
	124	0.1979	0.54	2.18	0.6676
	125	0.1762	0.54	2.16	0.6557
	126	0.8575	0.53	2.14	0.6458
	127	1.0697	0.53	2.13	0.6447
	128	0.2063	0.53	2.11	0.6425
	129	0.1485	0.52	2.09	0.6323
	130	1.5544	0.52	2.08	0.6301
	131	1.3320	0.51	2.06	0.6243
	132	0.5540	0.51	2.05	0.6234
	133	0.0718	0.51	2.03	0.6214
	134	0.0769	0.50	2.01	0.6143
	135	1.2474	0.50	2.00	0.6022
	136	5.6864	0.50	1.99	0.5957
	137	1.5860	0.49	1.97	0.5801
	138	2.7247	0.49	1.96	0.5650
	139	0.0172	0.49	1.94	0.5642
	140	0.2671	0.48	1.93	0.5572
	141	1.4223	0.48	1.91	0.5540
	142	1.0000	0.47	1.90	0.5533
	143	4.3989	0.47	1.89	0.5435
	144	0.1142	0.47	1.88	0.5403
	145	3.0149	0.46	1.86	0.5382
	146	1.1936	0.46	1.85	0.5352
	147	0.1738	0.46	1.84	0.5351
	148	1.2478	0.45	1.82	0.5286
	149	0.2655	0.45	1.81	0.5162
	150	2.1191	0.44	1.80	0.5099
IXTEPEC	151	0.1586	0.44	1.79	0.5082
	152	0.0324	0.44	1.78	0.5079
	153	1.5429	0.43	1.76	0.4935
	154	0.2520	0.43	1.75	0.4930
	155	1.8483	0.43	1.74	0.4872
	156	0.0347	0.42	1.73	0.4803
	157	0.4259	0.42	1.72	0.4699
	158	2.1269	0.41	1.71	0.4695
	159	0.6676	0.41	1.70	0.4683
	160	0.1769	0.41	1.69	0.4625
	161	0.0791	0.40	1.68	0.4551
	162	0.6323	0.40	1.67	0.4534
	163	1.1850	0.40	1.66	0.4501
	164	0.9677	0.39	1.65	0.4491

TABLA 6.25 Técnica estación-año
Registro único de las muestras moduladas ($Q_{\text{máximo}}/Q_{\text{medio}}$)

<i>(continuación)</i>					
ESTACION	ORDEN	REGISTRO SIN ORDEN	PROBABILIDAD	PERIODO DE RETORNO	REGISTRO ORDENADOS
	165	0.4042	0.39	1.64	0.4488
	166	0.5082	0.39	1.63	0.4485
	167	0.6810	0.38	1.62	0.4408
	168	0.0694	0.38	1.61	0.4336
	169	0.1687	0.37	1.60	0.4259
	170	0.6301	0.37	1.59	0.4255
	171	0.5382	0.37	1.58	0.4230
	172	4.0990	0.36	1.57	0.4210
	173	1.9235	0.36	1.56	0.4164
	174	0.5403	0.36	1.55	0.4143
	175	0.0495	0.35	1.54	0.4126
	176	1.8616	0.35	1.53	0.4079
	177	2.8876	0.34	1.53	0.4042
	178	1.3180	0.34	1.52	0.4030
	179	0.9714	0.34	1.51	0.3846
	180	0.9196	0.33	1.50	0.3752
	181	7.1854	0.33	1.49	0.3729
	182	1.3180	0.33	1.48	0.3716
	183	0.9973	0.32	1.48	0.3623
	184	0.9806	0.32	1.47	0.3597
	185	0.8551	0.31	1.46	0.3560
	186	0.9388	0.31	1.45	0.3559
	187	0.9851	0.31	1.44	0.3530
	188	0.9092	0.30	1.44	0.3529
	189	0.4935	0.30	1.43	0.3386
	190	0.3529	0.30	1.42	0.3323
	191	0.5351	0.29	1.41	0.3317
	192	0.4488	0.29	1.41	0.3272
	193	0.0400	0.29	1.40	0.3270
	194	1.1033	0.28	1.39	0.3257
	195	0.1566	0.28	1.38	0.3162
OSTUTA	196	0.0021	0.27	1.38	0.3082
	197	0.0019	0.27	1.37	0.3037
	198	0.0018	0.27	1.36	0.2998
	199	0.0017	0.26	1.36	0.2923
	200	0.0019	0.26	1.35	0.2737
	201	0.0020	0.26	1.34	0.2671
	202	0.0023	0.25	1.34	0.2655
	203	0.0020	0.25	1.33	0.2605
	204	0.0022	0.24	1.32	0.2568
	205	0.0025	0.24	1.32	0.2535
	206	0.0029	0.24	1.31	0.2520
	207	0.0035	0.23	1.30	0.2477
	208	0.0027	0.23	1.30	0.2442
	209	0.0030	0.23	1.29	0.2388
	210	0.0032	0.22	1.29	0.2377
	211	0.5642	0.22	1.28	0.2151
	212	1.0000	0.21	1.27	0.2063
	213	0.1929	0.21	1.27	0.2053
	214	3.1143	0.21	1.26	0.1979
	215	6.4083	0.20	1.26	0.1929
	216	9.1778	0.20	1.25	0.1911
	217	2.4138	0.20	1.24	0.1900
	218	0.2998	0.19	1.24	0.1881
	219	0.8015	0.19	1.23	0.1855
	220	2.9232	0.19	1.23	0.1804
	221	0.4408	0.18	1.22	0.1796
	222	1.2882	0.18	1.22	0.1769
	223	0.4625	0.17	1.21	0.1762
	224	1.8787	0.17	1.21	0.1738
	225	1.8116	0.17	1.20	0.1687
	226	0.1900	0.16	1.19	0.1612
	227	0.3597	0.16	1.19	0.1589
	228	0.1804	0.16	1.18	0.1586
	229	1.4548	0.15	1.18	0.1575
ZANATEPEC	230	1.9454	0.15	1.17	0.1566
	231	0.9973	0.14	1.17	0.1485
	232	0.4551	0.14	1.16	0.1297
	233	0.9215	0.14	1.16	0.1168
	234	0.6760	0.13	1.15	0.1142
	235	0.4230	0.13	1.15	0.1127
	236	1.7861	0.13	1.14	0.1033
	237	0.6143	0.12	1.14	0.0983
	238	0.3257	0.12	1.13	0.0924
	239	0.4683	0.11	1.13	0.0915
	240	0.1911	0.11	1.13	0.0792
	241	0.2535	0.11	1.12	0.0791
	242	0.1297	0.10	1.12	0.0769
	243	0.4255	0.10	1.11	0.0718
	244	0.2605	0.10	1.11	0.0694
	245	0.9670	0.09	1.10	0.0645
	246	0.6904	0.09	1.10	0.0495

TABLA 6.25 Técnica estación-año
Registro único de las muestras moduladas ($Q_{\text{máximo}}/Q_{\text{medio}}$)

<i>(continuación)</i>					
ESTACION	ORDEN	REGISTRO SIN ORDEN	PROBABILIDAD	PERIODO DE RETORNO	REGISTRO ORDENADOS
	247	1.4118	0.09	1.09	0.0400
	248	0.4143	0.08	1.09	0.0347
	249	1.4752	0.08	1.08	0.0324
	250	1.4031	0.07	1.08	0.0223
	251	0.6214	0.07	1.08	0.0217
	252	0.1168	0.07	1.07	0.0172
	253	0.4930	0.06	1.07	0.0036
	254	1.1490	0.06	1.06	0.0036
	255	1.3349	0.06	1.06	0.0035
	256	9.1013	0.05	1.05	0.0032
	257	1.5548	0.05	1.05	0.0030
	258	0.5957	0.04	1.05	0.0029
	259	0.9839	0.04	1.04	0.0027
	260	1.4801	0.04	1.04	0.0025
	261	0.5162	0.03	1.03	0.0023
	262	0.6557	0.03	1.03	0.0022
	263	0.0217	0.03	1.03	0.0021
	264	1.0000	0.02	1.02	0.0020
	265	2.9866	0.02	1.02	0.0020
	266	0.3729	0.01	1.02	0.0019
	267	0.2151	0.01	1.01	0.0019
	268	0.1127	0.01	1.01	0.0018
	269	0.4534	0.00	1.00	0.0017
MEDIA		1.00			1.00
VARIANZA		1.61			1.61
DESV. EST.		1.27			1.27
k (curtosis)		15.19			15.19
g (coef. asim)		3.33			3.33

APLICANDO LA DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD GUMBEL (TIPO I)

$$\mu = X - 0.45 \sigma = 0.4323$$

$$\alpha = 0.78 \sigma = 0.9905$$

ECUACION REGIONAL ES:

$$Q_{\text{MEDIO}} = -52.778 \text{Ln } A + 601.87 \quad (6.14)$$

$$\frac{Q}{Q_{\text{MEDIO}}} = \mu - \alpha \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]$$

$$\frac{Q}{Q_{\text{MEDIO}}} = 0.4323 - 0.9905 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right] \quad (6.15)$$

6.4.2 Avenida índice

Siguiendo el desarrollo descrito en subcap 3.2, en las tablas 6.27 a 6.29 y fig 6.25 y 6.26 se muestra el proceso de cálculo de donde se obtiene las siguientes ecuaciones regionales.

$$\frac{Q}{Q_{2.33}} = 587.6P^6 - 1585.9P^5 + 1629.1P^4 - 789.53P^3 + 181.72P^2 - 16.063P + 0.4457 \quad (6.16)$$

$$Q_{2.33} = 288.94 e^{(-7 \times 10^{-5} A)} \quad (6.17)$$

donde A : área de la cuenca, en Km²
 P : Probabilidad

Aplicando las ecuaciones regionales, en la tabla 6.26 se muestran los gastos asociados a diversos Tr para el Sitio Ixtepec.

Tabla 6.26 Método avenida índice
Gatos en el Sitio Ixtepec

N = 269.00 X = 1.00 S ² = 1.61 S = 1.27			g = 3.33 K = 15.19 CV = 1.27 μ = 0.4323 α = 0.9905	
Tr=(n+1)/m AÑOS	P=1-(1/Tr)	Q/Q _{2.33} (ec 6.16)	Q _{2.33} m ³ /s (ec 6.17)	Q m ³ /s
2.00	0.50000	0.59	270.61	160.63
5.00	0.80000	1.30	270.61	352.94
10.00	0.90000	2.28	270.61	618.08
20.00	0.95000	3.98	270.61	1076.45
50.00	0.98000	5.75	270.61	1556.43
100.00	0.99000	6.51	270.61	1762.38
200.00	0.99500	6.93	270.61	1875.26
500.00	0.99800	7.19	270.61	1946.33
1000.00	0.99900	7.28	270.61	1970.60
2000.00	0.99950	7.33	270.61	1982.84
5000.00	0.99980	7.35	270.61	1990.22
10000.00	0.99990	7.36	270.61	1992.69

Tabla 6.27 Técnica avenida-índice
Estaciones seleccionadas con igual longitud de registro

ESTACIONES HIDROMETRICAS					
AÑO	BOQUILLA No. 1	TEQUISISTLAN	CHICAPA	IXTEPEC	ZANATEPEC
1954	372.00	863.85	269.00	96.31	512.99
1955	582.00	979.00	476.00	481.00	262.99
1956	174.79	238.00	93.90	150.99	120.00
1957	109.00	94.60	22.72	40.01	243.00
1958	118.00	185.00	58.92	17.89	178.25
1959	170.56	215.48	156.00	142.99	111.54
1960	358.00	1,116.00	119.50	268.00	471.00
1961	190.00	336.00	779.50	218.84	161.99
1962	134.00	128.43	45.20	91.42	85.89
1963	193.49	182.70	213.30	114.92	123.49
1964	79.20	123.00	71.08	154.00	50.39
1965	70.80	31.93	26.25	15.70	66.85
1966	172.02	62.08	68.22	38.15	34.20
1967	105.00	33.99	56.81	142.50	112.20
1968	188.60	54.94	50.56	121.72	68.70
1969	536.00	1,286.00	246.10	927.00	255.00
1970	195.85	655.00	307.00	435.00	182.06
1971	215.50	679.20	59.22	122.20	372.30
1972	204.30	109.28	42.62	11.20	109.26
1973	355.66	845.50	446.13	421.00	389.00
1974	338.60	308.80	382.28	653.04	370.00
1975	299.00	192.60	159.00	298.07	163.87
1976	108.75	1.23	20.61	219.68	30.80
1977	80.33	35.72	22.07	207.97	130.00
1978	151.20	1.23	358.00	1,625.00	303.00
1979	299.00	508.96	1,632.00	298.07	352.00
1980	123.00	142.60	455.20	225.55	2,400.00
1981	113.81	1,440.00	782.00	221.76	410.00
1982	44.92	122.00	4.93	193.38	157.08
1983	90.87	65.00	76.65	212.31	259.46
1984	116.31	515.00	408.21	222.79	390.30
1985	74.65	55.72	287.00	205.63	136.13
1986	86.22	155.04	1,262.51	111.61	172.92
1987	80.47	139.28	32.77	79.81	5.72
1988	145.84	243.37	865.27	121.02	263.70
1989	249.94	82.55	342.57	101.49	787.55
1990	242.18	7.72	49.87	9.04	98.34
1991	123.48	104.98	358.11	249.51	56.72
1992	101.96	22.29	76.20	35.41	29.71
MEDIA	189.62	317.03	286.75	238.51	267.39
VARIANZA	15,307.49	145,519.15	126,557.76	84,945.52	149,459.69
DESV. EST.	123.72	381.47	355.75	291.45	386.60
k (curtosis)	2.45	1.64	5.36	13.72	25.43
g (coef. asim)	1.57	1.60	2.19	3.36	4.68

Tabla 6.28 Técnica avenida-índice
Muestra ordenada de mayor a menor y obtención de $Q_{2.33}$

ORDEN	Tr(AÑOS)	PROBABILIDAD	ESTACIONES HIDROMETRICAS				
			BOQUILLA No. 1	TEQUISISTLAN	CHICAPA	IXTEPEC	ZANATEPEC
1	40.00	0.9750	582.00	1440.00	1632.00	1625.00	2400.00
2	20.00	0.9500	536.00	1286.00	1262.51	927.00	787.55
3	13.33	0.9250	372.00	1116.00	865.27	653.04	512.99
4	10.00	0.9000	358.00	979.00	782.00	481.00	471.00
5	8.00	0.8750	355.66	863.85	779.50	435.00	410.00
6	6.67	0.8500	338.60	845.50	476.00	421.00	390.30
7	5.71	0.8250	299.00	679.20	455.20	298.07	389.00
8	5.00	0.8000	299.00	655.00	446.13	298.07	372.30
9	4.44	0.7750	249.94	515.00	408.21	268.00	370.00
10	4.00	0.7500	242.18	508.96	382.28	249.51	352.00
11	3.64	0.7250	215.50	336.00	358.11	225.55	303.00
12	3.33	0.7000	204.30	308.80	358.00	222.79	263.70
13	3.08	0.6750	195.85	243.37	342.57	221.76	262.99
14	2.86	0.6500	193.49	238.00	307.00	219.68	259.46
15	2.67	0.6250	190.00	215.48	287.00	218.84	255.00
16	2.50	0.6000	188.60	192.60	269.00	212.31	243.00
17	2.35	0.5750	174.79	185.00	246.10	207.97	182.06
18	2.22	0.5500	172.02	182.70	213.30	205.63	178.25
19	2.11	0.5250	170.56	155.04	159.00	193.38	172.92
20	2.00	0.5000	151.20	142.60	156.00	154.00	163.87
21	1.90	0.4750	145.84	139.28	119.50	150.99	161.99
22	1.82	0.4500	134.00	128.43	93.90	142.99	157.08
23	1.74	0.4250	123.48	123.00	76.65	142.50	136.13
24	1.67	0.4000	123.00	122.00	76.20	122.20	130.00
25	1.60	0.3750	118.00	109.28	71.08	121.72	123.49
26	1.54	0.3500	116.31	104.98	68.22	121.02	120.00
27	1.48	0.3250	113.81	94.60	59.22	114.92	112.20
28	1.43	0.3000	109.00	82.55	58.92	111.61	111.54
29	1.38	0.2750	108.75	65.00	56.81	101.49	109.26
30	1.33	0.2500	105.00	62.08	50.56	96.31	98.34
31	1.29	0.2250	101.96	55.72	49.87	91.42	85.89
32	1.25	0.2000	90.87	54.94	45.20	79.81	68.70
33	1.21	0.1750	86.22	35.72	42.62	40.01	66.85
34	1.18	0.1500	80.47	33.99	32.77	38.15	56.72
35	1.14	0.1250	80.33	31.93	26.25	35.41	50.39
36	1.11	0.1000	79.20	22.29	22.72	17.89	34.20
37	1.08	0.0750	74.65	7.72	22.07	15.70	30.80
38	1.05	0.0500	70.80	1.23	20.61	11.20	29.71
39	1.03	0.0250	44.92	1.23	4.93	9.04	5.72
MEDIA			189.62	317.03	286.75	238.51	267.39
VARIANZA			15,307.49	145,519.15	126,557.76	84,945.52	149,459.69
DESV. EST.			123.72	381.47	355.75	291.45	386.60
k (curtosis)			2.45	1.64	5.36	13.72	25.43
g (coef. asim)			1.57	1.60	2.19	3.36	4.68

PARAMETROS DE LA FUNCION GUMBEL TIPO I: MOMENTO

μ			133.95	145.37	126.66	107.36	93.42
α			96.50	297.55	277.48	227.33	301.55

DE LA FUNCION GUMBEL TIPO I Y Tr=2.33 AÑOS (fig 6.26)

$Q_{2.33}$			189.78	317.52	287.21	238.89	267.90
AREA (km ²)			4487.00	2213.00	425.00	937.66	264.00

Tabla 6.29 Técnica avenida-índice
Muestra modulada Q/Q_{2.33}

ORDEN	Tr(año)	PROBABILIDAD	ESTACIONES HIDROMETRICAS					MEDIANA Q/Q _{2.33}
			BOQUILLA No. 1	TEQUISISTLAN	CHICAPA	IXTEPEC	ZANATEPEC	
1	40.00	0.9750	3.07	4.54	5.68	6.80	8.96	5.68
2	20.00	0.9500	2.82	4.05	4.40	3.88	2.94	3.88
3	13.33	0.9250	1.96	3.51	3.01	2.73	1.91	2.73
4	10.00	0.9000	1.89	3.08	2.72	2.01	1.76	2.01
5	8.00	0.8750	1.87	2.72	2.71	1.82	1.53	1.87
6	6.67	0.8500	1.78	2.66	1.66	1.76	1.46	1.76
7	5.71	0.8250	1.58	2.14	1.58	1.25	1.45	1.58
8	5.00	0.8000	1.58	2.06	1.55	1.25	1.39	1.55
9	4.44	0.7750	1.32	1.62	1.42	1.12	1.38	1.38
10	4.00	0.7500	1.28	1.60	1.33	1.04	1.31	1.31
11	3.64	0.7250	1.14	1.06	1.25	0.94	1.13	1.13
12	3.33	0.7000	1.08	0.97	1.25	0.93	0.98	0.98
13	3.08	0.6750	1.03	0.77	1.19	0.93	0.98	0.98
14	2.86	0.6500	1.02	0.75	1.07	0.92	0.97	0.97
15	2.67	0.6250	1.00	0.68	1.00	0.92	0.95	0.95
16	2.50	0.6000	0.99	0.61	0.94	0.89	0.91	0.91
17	2.35	0.5750	0.92	0.58	0.86	0.87	0.68	0.86
18	2.22	0.5500	0.91	0.58	0.74	0.86	0.67	0.74
19	2.11	0.5250	0.90	0.49	0.55	0.81	0.65	0.65
20	2.00	0.5000	0.80	0.45	0.54	0.64	0.61	0.61
21	1.90	0.4750	0.77	0.44	0.42	0.63	0.60	0.60
22	1.82	0.4500	0.71	0.40	0.33	0.60	0.59	0.59
23	1.74	0.4250	0.65	0.39	0.27	0.60	0.51	0.51
24	1.67	0.4000	0.65	0.38	0.27	0.51	0.49	0.49
25	1.60	0.3750	0.62	0.34	0.25	0.51	0.46	0.46
26	1.54	0.3500	0.61	0.33	0.24	0.51	0.45	0.45
27	1.48	0.3250	0.60	0.30	0.21	0.48	0.42	0.42
28	1.43	0.3000	0.57	0.26	0.21	0.47	0.42	0.42
29	1.38	0.2750	0.57	0.20	0.20	0.42	0.41	0.41
30	1.33	0.2500	0.55	0.20	0.18	0.40	0.37	0.37
31	1.29	0.2250	0.54	0.18	0.17	0.38	0.32	0.32
32	1.25	0.2000	0.48	0.17	0.16	0.33	0.26	0.26
33	1.21	0.1750	0.45	0.11	0.15	0.17	0.25	0.17
34	1.18	0.1500	0.42	0.11	0.11	0.16	0.21	0.16
35	1.14	0.1250	0.42	0.10	0.09	0.15	0.19	0.15
36	1.11	0.1000	0.42	0.07	0.08	0.07	0.13	0.08
37	1.08	0.0750	0.39	0.02	0.08	0.07	0.11	0.08
38	1.05	0.0500	0.37	0.00	0.07	0.05	0.11	0.07
39	1.03	0.0250	0.24	0.00	0.02	0.04	0.02	0.02
MEDIA			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99
VARIANZA			0.42	1.44	1.53	1.49	2.08	1.22
DESV. EST.			0.65	1.20	1.24	1.22	1.44	1.10
k (curtosis)			2.45	1.64	5.36	13.72	25.43	8.59
g (coef. asim)			1.57	1.60	2.19	3.36	4.68	2.64

PARAMETROS DE LA FUNCION GUMBEL TIPO I: MOMENTO

μ	0.71	0.46	0.44	0.45	0.35	0.49
α	0.51	0.94	0.97	0.95	1.13	0.86

DE LA FUNCION GUMBEL TIPO I Y Tr=2.33 AÑOS

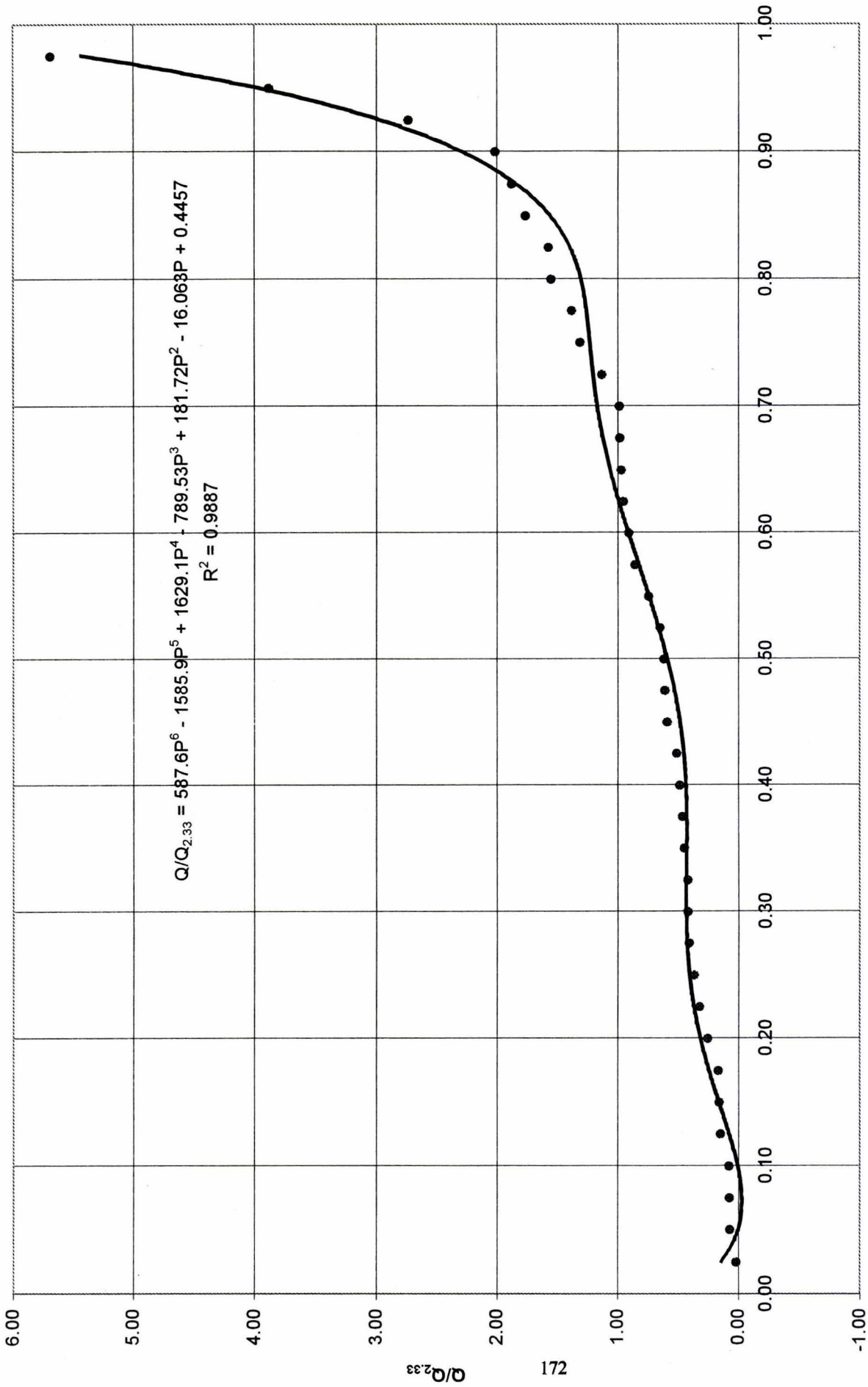
Q _{2.33}	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99
AREA (km ²)	4487.00	2213.00	425.00	937.66	264.00	

ECUACION REGIONAL Q/Q_{2.33} CONTRA PROBABILIDAD

$$\frac{Q}{Q_{2.33}} = 5876P^6 - 15859P^5 + 16291P^4 - 78953P^3 + 18172P^2 - 16063P + 0.44570 \quad (6.16)$$

ECUACION REGIONAL AREA CONTRA Q_{2.33}

$$Q_{2.33} = 288.94 e^{-7 \times 10^{05} A} \quad (6.17)$$



Probabilidad

Fig 6.25 Método avenida índice: probabilidad contra $[Q/Q_{2.33}]$

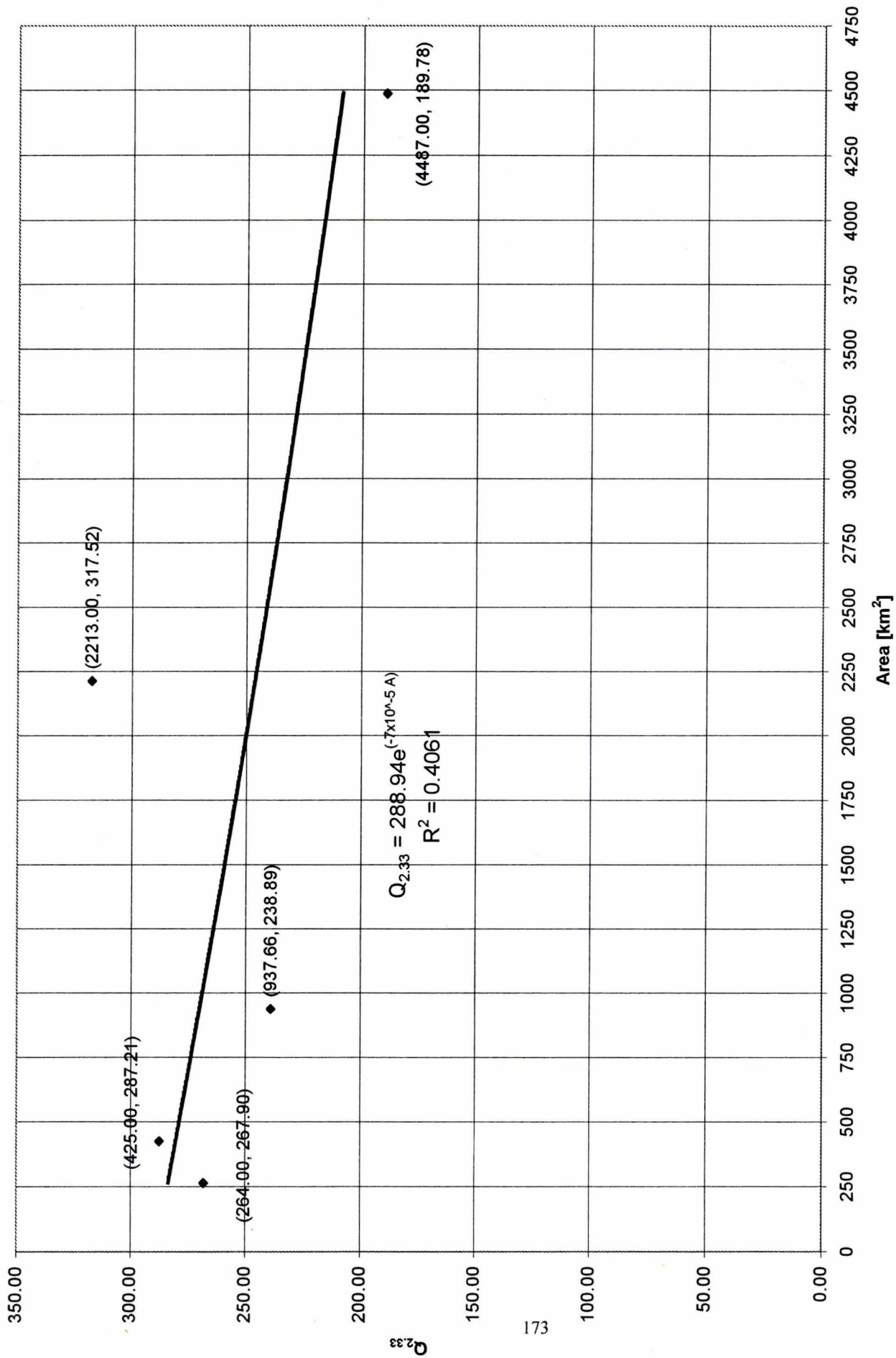


Fig 6.26 Método Avenida índice: área contra [Q_{2.33}]

6.4.3 Correlación y regresión múltiple

Siguiendo el desarrollo descrito en subcap 3.3, se observa que es posible caracterizar a toda la región con la misma distribución de probabilidad Gumbel mixta (ver tablas 6.34 a 6.39), en tabla 6.30 se muestran el resumen de los parámetros de dicha función para cada una de las estaciones hidrométricas que entra en el análisis.

Tabla 6.30 Resumen de parámetros de la función Gumbel mixta

ESTACION	PARAMETRO				
	α_1	β_1	α_2	β_2	P
BOQUILLA No. 1	0.00929	155.0621	0.0037	535.7686	0.9000
TEQUISISTLAN	0.00789	85.8565	0.0041	984.1030	0.8000
CHICAPA	0.00666	111.9644	0.0022	949.5231	0.9000
IXTEPEC	0.00978	103.9101	0.0016	667.4779	0.9000
OSTUTA	0.00456	10.8206	0.0007	1,476.0377	0.8800
ZANATEPEC	0.00958	130.9395	0.0009	614.8462	0.9000

En base a lo anterior, en tabla 6.32 se muestra el análisis de correlación y regresión entre *área de cuenca* de las estaciones hidrométricas contra cada uno de los *parámetros de la función* Gumbel mixta. De este análisis se obtiene la siguiente ecuación regional:

$$F(X) = e^{-e^{-0.00774(X-92.57)}} \left[0.88 + (1-0.88)e^{-e^{-0.00181(X-915.81)}} \right] \quad (6.18)$$

Aplicando esta ecuación regional, en tabla 6.31 se muestran los gastos asociados a diversos Tr para el Sitio Ixtepec.

**Tabla 6.31 Método Correlación y regresión múltiple
(área de cuenca contra parámetros de la función Gumbel mixta)
Gatos en el Sitio Ixtepec**

PARAMETROS REGIONALES		$\alpha_1=$	0.0077
		$\beta_1=$	92.2208
		$\alpha_2=$	0.0018
		$\beta_2=$	918.2997
		$P=$	0.8820
$Tr=(n+1)/m$		$P=1-(1/Tr)$	Q
AÑOS			m³/s
50.00		0.98000	1836.90
100.00		0.99000	2241.00
500.00		0.99800	3139.00
1000.00		0.99900	3520.00
10000.00		0.99990	4751.00

De manera análoga en tabla 6.32 se muestra el análisis de correlación y regresión, considerando ahora las *áreas de cuenca* contra los *gastos asociados a un periodo de retorno (Tr)* y obteniéndose una ecuación regional para cada Tr buscado.

Tabla 6.32 Método de correlación y regresión múltiple
(área de cuenca contra parámetros de la función Gumbel mixta)

ESTACION		ECUACION DE REGRESION				r	a	b
CALCULO DE: α_1	$\alpha_1 =$	a	A	+	b			
BOQUILLA No. 1	0.00929 =	a	4,487	+	b	0.36429744	0.0000005	0.0073076
TEQUISISTLAN	0.00789 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	0.00666 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	0.00978 =	a	938	+	b			
OSTUTA	0.00456 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	0.00958 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	$\alpha_1 =$	0.00000045	A	+	0.0073076			
ESTACION IXTEPEC	$\alpha_1 =$	0.00000045	937.66	+	0.0073076	=	0.00773	
CALCULO DE: β_1	$\beta_1 =$	a	A	+	b	r	a	b
BOQUILLA No. 1	155.06210 =	a	4,487	+	b	0.49401211	0.0147917	78.3511630
TEQUISISTLAN	85.85650 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	111.96440 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	103.91010 =	a	938	+	b			
OSTUTA	10.82060 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	130.93950 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	$\beta_1 =$	0.0147917	A	+	78.3511630			
ESTACION IXTEPEC	$\beta_1 =$	0.0147917	937.66	+	78.3511630	=	92.22	
CALCULO DE: α_2	$\alpha_2 =$	a	A	+	b	r	a	b
BOQUILLA No. 1	0.00370 =	a	4,487	+	b	0.80897163	0.0000007	0.0011817
TEQUISISTLAN	0.00407 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	0.00217 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	0.00160 =	a	938	+	b			
OSTUTA	0.00072 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	0.00086 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	$\alpha_2 =$	0.0000007	A	+	0.0011817			
ESTACION IXTEPEC	$\alpha_2 =$	0.0000007	937.66	+	0.0011817	=	0.00183	
CALCULO DE: β_2	$\beta_2 =$	a	A	+	b	r	a	b
BOQUILLA No. 1	535.76860 =	a	4,487	+	b	-0.43945559	-0.0922398	1004.7892709
TEQUISISTLAN	984.10300 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	949.52310 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	667.47790 =	a	938	+	b			
OSTUTA	1,476.03770 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	614.84620 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	$\beta_2 =$	-0.0922398	A	+	1004.7892709			
ESTACION IXTEPEC	$\beta_2 =$	-0.0922398	937.66	+	1004.7892709	=	918.30	
CALCULO DE: P	P =	a	A	+	b	r	a	b
BOQUILLA No. 1	0.90000 =	a	4,487	+	b	-0.16530942	-0.0000040	0.8857772
TEQUISISTLAN	0.80000 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	0.90000 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	0.90000 =	a	938	+	b			
OSTUTA	0.88000 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	0.90000 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	P =	-0.0000040	A	+	0.8857772			
ESTACION IXTEPEC	P =	-0.0000040	937.66	+	0.8857772	=	0.88	

Parámetros regionales:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.00773 \\ \beta_1 &= 92.22 \\ \alpha_2 &= 0.00183 \\ \beta_2 &= 918.30 \\ P &= 0.88 \end{aligned}$$

Ecuación regional

$$F(X) = e^{-e^{-0.00774X-92.27}} \left[0.88 + (1-0.88)e^{-e^{-0.00184X-918.0}} \right] \quad (6.18)$$

**Tabla 6.33 Método de correlación y regresión múltiple
(área de cuenca contra gastos asociados a un periodo de retorno (Tr))**

ESTACION	ECUACION DE REGRESION					r	a	b
CALCULO DE: Q₅₀	Q₅₀ =	a	A	+	b			
BOQUILLA No. 1	950.05 =	a	4,487	+	b	-0.64471876	-0.3953862	2563.0199147
TEQUISISTLAN	1,536.63 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	1,642.38 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	1,602.78 =	a	938	+	b			
OSTUTA	3,851.20 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	2,361.68 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	Q₅₀ =	-0.3954	A	+	2563.0199			
ESTACION IXTEPEC	Q₅₀ =	-0.3954	937.66	+	2563.0199	= 2192.28 m³/s		
CALCULO DE: Q₁₀₀	Q₁₀₀ =	a	A	+	b			
BOQUILLA No. 1	1,147.08 =	a	4,487	+	b	-0.66539897	-0.5423720	3291.2573660
TEQUISISTLAN	1,713.32 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	1,988.03 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	2,070.77 =	a	938	+	b			
OSTUTA	4,883.11 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	3,235.46 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	Q₁₀₀ =	-0.5424	A	+	3291.2574			
ESTACION IXTEPEC	Q₁₀₀ =	-0.5424	937.66	+	3291.2574	= 2782.70 m³/s		
CALCULO DE: Q₅₀₀	Q₅₀₀ =	a	A	+	b			
BOQUILLA No. 1	1,591.52 =	a	4,487	+	b	-0.67636916	-0.8651550	4901.5687054
TEQUISISTLAN	2,113.84 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	2,750.37 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	3,100.54 =	a	938	+	b			
OSTUTA	7,179.24 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	5,161.19 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	Q₅₀₀ =	-0.8652	A	+	4901.5687			
ESTACION IXTEPEC	Q₅₀₀ =	-0.8652	937.66	+	4901.5687	= 4090.35 m³/s		
CALCULO DE: Q₁₀₀₀	Q₁₀₀₀ =	a	A	+	b			
BOQUILLA No. 1	1,779.94 =	a	4,487	+	b	-0.67751022	-1.0013938	5581.9271960
TEQUISISTLAN	2,283.93 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	3,071.61 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	3,534.14 =	a	938	+	b			
OSTUTA	8,149.56 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	5,976.62 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	Q₁₀₀₀ =	-1.0014	A	+	5581.9272			
ESTACION IXTEPEC	Q₁₀₀₀ =	-1.0014	937.66	+	5581.9272	= 4642.96 m³/s		
CALCULO DE: Q₁₀₀₀₀	Q₁₀₀₀₀ =	a	A	+	b			
BOQUILLA No. 1	2,414.80000 =	a	4,487	+	b	-0.67829702	-1.4473406	7823.7672151
TEQUISISTLAN	2,845.64000 =	a	2,213	+	b			
CHICAPA	4,141.60000 =	a	425	+	b			
IXTEPEC	4,974.99000 =	a	938	+	b			
OSTUTA	11,344.17000 =	a	357	+	b			
ZANATEPEC	8,653.19000 =	a	264	+	b			
ECUACION REGIONAL	Q₁₀₀₀₀ =	-1.4473406	A	+	7823.7672151			
ESTACION IXTEPEC	Q₁₀₀₀₀ =	-1.4473406	937.66	+	7823.7672151	= 6466.65 m³/s		

Tabla 6.34 Estimación de los eventos de diseño para la estación Boquilla

RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	87.516		87.516	
LOGNORMAL	49.809	50.128	47.721	52.585
GUMBEL	58.535		73.023	
EXPONENCIAL	46.619		58.515	
GAMMA	51.808	50.151	61.845	52.625
DOBLE GUMBEL	42.502			
MINIMO ERROR ESTANDAR		42.502		
CALCULADO POR LA FUNCION :		DOBLE GUMBEL		
PARAMETROS ESTADISTICOS				
	$\mu =$	255.594		
	$\sigma =$	193.675		
	$g =$	1.998		
	$k =$	9.086		
PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL				
	$\alpha_1 =$	0.009292		
	$\beta_1 =$	155.0621		
	$\alpha_2 =$	0.003697		
	$\beta_2 =$	535.7686		
	$P =$	0.9		
EVENTOS DE DISEÑO				
	Tr	Q		
	año	m ³ /s		
	2	210.93		
	5	368.58		
	10	508.53		
	20	686.70		
	50	950.05		
	100	1,147.08		
	200	1,340.04		
	500	1,591.52		
	1000	1,779.94		
	2000	1,968.37		
	5000	2,217.68		
	10000	2,414.80		

Tabla 6.35 Estimación de los eventos de diseño para la estación Tequisistlan

RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	200.260		200.260	
LOGNORMAL	148.291	128.298	371.757	331.658
GUMBEL	137.322		178.384	
EXPONENCIAL	98.960		130.271	
GAMMA	105.265	116.679	105.808	11111.000
DOBLE GUMBEL	49.521			
MINIMO ERROR ESTANDAR		49.521		
CALCULADO POR LA FUNCION :		DOBLE GUMBEL		
PARAMETROS ESTADISTICOS				
$\mu =$	345.647			
$\sigma =$	407.413			
$g =$	1.461			
$k =$	4.082			
PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL				
$\alpha_1 =$	0.007888			
$\beta_1 =$	85.8565			
$\alpha_2 =$	0.004074			
$\beta_2 =$	984.103			
$P =$	0.8			
EVENTOS DE DISEÑO				
Tr año	Q m ³ /s			
2	181.58			
5	686.74			
10	1,075.24			
20	1,290.31			
50	1,536.63			
100	1,713.32			
200	1,886.71			
500	2,113.84			
1000	2,283.93			
2000	2,455.34			
5000	2,676.86			
10000	2,845.64			

Tabla 6.36 Estimación de los eventos de diseño para la estación Chicapa

RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	174.757		174.757	
LOGNORMAL	96.661	89.582	54.940	51.551
GUMBEL	117.392		153.013	
EXPONENCIAL	79.094		102.444	
GAMMA	84.342	84.332	101.444	11111.000
DOBLE GUMBEL	36.614			
MINIMO ERROR ESTANDAR		36.614		
CALCULADO POR LA FUNCION :		DOBLE GUMBEL		
PARAMETROS ESTADISTICOS				
	$\mu =$	287.003		
	$\sigma =$	332.962		
	$g =$	2.255		
	$k =$	9.073		
PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL				
	$\alpha_1 =$	0.006661		
	$\beta_1 =$	111.9644		
	$\alpha_2 =$	0.002168		
	$\beta_2 =$	949.5231		
	$P =$	0.9		
EVENTOS DE DISEÑO				
	Tr	Q		
	año	m ³ /s		
	2	191.45		
	5	426.12		
	10	698.85		
	20	1,132.10		
	50	1,642.38		
	100	1,988.03		
	200	2,319.78		
	500	2,750.37		
	1000	3,071.61		
	2000	3,390.38		
	5000	3,825.30		
	10000	4,141.60		

Tabla 6.37 Estimación de los eventos de diseño para la estación Ixtepec

RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	178.069		178.069	
LOGNORMAL	103.730	102.989	56.764	59.698
GUMBEL	135.913		161.160	
EXPONENCIAL	109.556		124.075	
GAMMA	109.745	113.731	127.247	11111.000
DOBLE GUMBEL	26.884			
MINIMO ERROR ESTANDAR		26.884		
CALCULADO POR LA FUNCION :		DOBLE GUMBEL		
PARAMETROS ESTADISTICOS				
$\mu =$	226.154			
$\sigma =$	279.859			
$g =$	3.356			
$k =$	17.171			
PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL				
$\alpha_1 =$	0.009783			
$\beta_1 =$	103.9101			
$\alpha_2 =$	0.001604			
$\beta_2 =$	667.4779			
$P =$	0.9			
EVENTOS DE DISEÑO				
Tr año		Q m ³ /s		
2		154.68		
5		305.66		
10		467.86		
20		902.57		
50		1,602.78		
100		2,070.77		
200		2,519.37		
500		3,100.54		
1000		3,534.14		
2000		3,974.40		
5000		4,548.07		
10000		4,974.99		

Tabla 6.38 Estimación de los eventos de diseño para la estación Ostuta

RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	471.802		471.802	
LOGNORMAL	335.761	280.143	1045.555	322.382
GUMBEL	362.059		438.461	
EXPONENCIAL	276.831		420.535	
GAMMA	279.388	257.344	274.196	11111.000
DOBLE GUMBEL	82.970			
MINIMO ERROR ESTANDAR		82.970		
CALCULADO POR LA FUNCION :		DOBLE GUMBEL		
PARAMETROS ESTADISTICOS				
$\mu =$	355.651			
$\sigma =$	676.798			
$g =$	2.986			
$k =$	12.714			
PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL				
$\alpha_1 =$	0.004555			
$\beta_1 =$	10.8206			
$\alpha_2 =$	0.000717			
$\beta_2 =$	1476.0377			
$P =$	0.88			
EVENTOS DE DISEÑO				
Tr	Q			
año	m ³ /s			
2	129.33			
5	485.40			
10	1,003.67			
20	2,339.27			
50	3,851.20			
100	4,883.11			
200	5,880.49			
500	7,179.24			
1000	8,149.56			
2000	9,119.89			
5000	10,388.78			
10000	11,344.17			

Tabla 6.39 Estimación de los eventos de diseño para la estación Zanatepec

RESUMEN DE ERRORES ESTANDAR				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
NORMAL	301.669		301.669	
LOGNORMAL	200.209	200.746	201.569	197.935
GUMBEL	253.482		276.910	
EXPONENCIAL	222.495		236.948	
GAMMA	213.154	223.835	249.877	11111.000
DOBLE GUMBEL	76.597			
MINIMO ERROR ESTANDAR		76.597		
CALCULADO POR LA FUNCION :		DOBLE GUMBEL		
PARAMETROS ESTADISTICOS				
$\mu =$	263.699			
$\sigma =$	382.327			
$g =$	4.733			
$k =$	28.591			
PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL				
$\alpha_1 =$	0.009582			
$\beta_1 =$	130.9395			
$\alpha_2 =$	0.000859			
$\beta_2 =$	614.8462			
$P =$	0.9			
EVENTOS DE DISEÑO				
Tr año	Q m ³ /s			
2	178.24			
5	326.77			
10	475.93			
20	1,046.35			
50	2,361.68			
100	3,235.46			
200	4,073.45			
500	5,161.19			
1000	5,976.62			
2000	6,785.81			
5000	7,856.44			
10000	8,653.19			

6.4.4 Resultados hasta el sitio Ixtepec

En la tabla 6.40 y fig 6.27 se muestra el resumen de gastos obtenidos por las diferentes metodología aplicadas hasta el sitio Ixtepec.

Tabla 6.40 Resumen de gastos de diseño [m³/s] hasta el sitio Ixtepec

Tr AÑO	ESTACION IXTEPEC (1)	ANALISIS REGIONAL				HUIG		
		ESTACION-AÑO	AVENIDA-INDICE	REGRESION (2)	REGRESION (3)	V=2 m/s	V=2.5 m/s	V=3 m/s
50	1,602.78	1,034.26	1,556.43	1,836.90	2,192.28	1,325.57	1,654.32	1,981.25
100	2,070.77	1,200.71	1,762.38	2,241.00	2,782.70	1,613.43	2,013.58	2,411.50
500	3,100.54	1,585.36	1,946.33	3,139.00	4,090.35	2,444.58	3,050.85	3,653.75
1000	3,534.14	1,750.72	1,970.60	3,520.00	4,642.96	2,892.51	3,609.87	4,323.24
10000	4,974.99	2,299.76	1,992.69	4,751.00	6,466.65	4,830.21	3,609.87	7,219.41

- Notas**
- (1) Gastos de diseño obtenidos mediante el análisis de frecuencia de los gastos máximos anuales de la estación hidrométrica Ixtepec
 - (2) Método de correlación y regresión múltiple: área de cuenca contra parámetros de la función Gumbel mixta
 - (3) Método de correlación y regresión múltiple: área de cuenca contra gastos asociados a un periodo de retorno

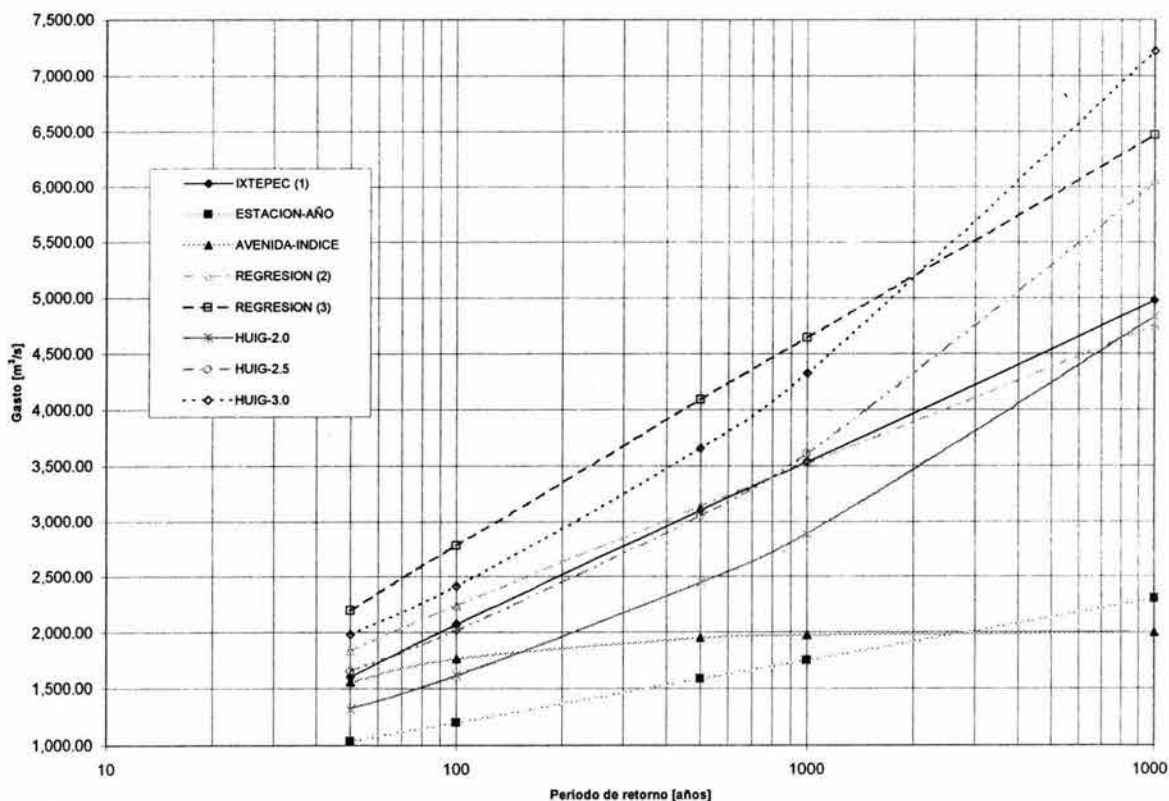


Fig 6.27 Resumen de gastos de diseño, hasta el sitio Ixtepec

6.5 Transito de avenidas

Los eventos obtenidos hasta este momento han sido hasta la estación hidrométrica Ixtepec, sin embargo, la zona a proteger se localiza 19 km aguas abajo del sitio mencionado, a la altura de la localidad de Juchitán, por lo que es necesario transitar dichas avenidas hasta el sitio de interés para obtener los eventos de diseño con los que se proyectaran las obras.

Por lo anterior el transito de avenidas se dividirá en dos etapas:

1. Transitar las avenidas desde el sitio Ixtepec hasta Juchitán, empleando solo aquellos métodos de mejor ajuste, esto es, sólo se extenderá el HUIG para velocidad de pico de 2.5 m/s, de los métodos de análisis regional se utilizará el de correlación y regresión (área de cuenca contra parámetros de la función Gumbel mixta), mientras que para realizar los transitos, en flujo no permanente, con los métodos de Cruickshank-Berezowsky y el software Hec-Ras se utilizara el hidrograma obtenido del análisis de frecuencia directo de los gastos máximos de la estación hidrométrica Ixtepec.
2. Una vez elegidas las avenidas de diseño, se realizara el transito de avenidas en flujo no permanente, sobre la zona a proteger, con los métodos de Cruickshank-Berezowsky y el software Hec-Ras, para gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 años, con los cuales se obtendrán los perfiles del agua y las correspondientes alturas de bordo.

6.5.1 Transito de avenidas Ixtepec-Juchitán

6.5.1.1 Método HUIG

En tabla 6.40 y fig 6.27 se muestra el comparativo de gastos obtenidos mediante el HUIG, análisis regional y del análisis de frecuencia de los gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica Ixtepec. En dicha gráfica se observa que para una velocidad pico de 2.5 m/s los resultados obtenidos por el HUIG son semejantes a los arrojados por la estación Ixtepec, por lo que se tomara esta misma velocidad pico como referencia para la selección de los eventos de diseño.

De igual manera a lo desarrollado en subcap. 6.3, se obtuvo el HUIG hasta el Sitio Juchitan, en la tabla 6.41 se muestran los resultados correspondientes.

Los resultados arrojados son congruentes con el comportamiento real si se considera que aguas abajo de este punto, hasta su descarga a la Laguna Superior, el río ya no recibe afluentes importantes; por el contrario, existe un abatimiento del pico de las avenidas en su transito a lo largo de 19 kms.

Tabla 6.41 HUIG hasta el sitio Juchitán

Tr año	SITIO IXTEPEC (m ³ /s)			SITIO JUCHITAN (m ³ /s)		
	Vp=2.0 m/s	Vp=2.5 m/s	Vp=3.0 m/s	Vp=2.0 m/s	Vp=2.5 m/s	Vp=3.0 m/s
50	1,325.57	1,654.32	1,981.25	1,059.96	1,323.52	1,586.77
100	1,613.43	2,013.58	2,411.50	1,290.14	1,610.94	1,931.35
500	2,444.58	3,050.85	3,653.75	1,954.74	2,440.79	2,926.27
1000	2,892.51	3,609.87	4,323.24	2,312.91	2,888.03	3,462.46
10000	4,830.21	6,028.14	7,219.41	3,862.34	4,822.74	5,781.99

6.5.1.2 Método de análisis regional hidrológico (correlación y regresión)

La ecuación regional de mejor ajuste es la obtenida por el método de correlación y regresión (área de cuenca contra parámetros de la función Gumbel mixta, ec 6.18) con la cual se obtuvieron los eventos de diseño hasta el sitio Juchitan y cuyos resultados se muestran en la Tabla 6.42.

Tabla 6.42 Ecuación regional hasta el sitio Juchitán

Tr año	SITIO IXTEPEC (m ³ /s)	SITIO JUCHITAN (m ³ /s)
50	1,836.90	1,809.40
100	2,241.00	2,203.50
500	3,139.00	3,080.00
1000	3,520.00	3,450.00
10000	4,751.00	4,700.00

Al igual que en el caso anterior, los resultados arrojados siguen siendo congruentes con el comportamiento real, aunque para este caso, los gastos disminuyen ligeramente.

6.5.1.3 Método Cruickshank-Berezowsky

Para realizar el tránsito de avenidas se utiliza el programa "TRA-RIOS.EXE" (Berezowsky y Jiménez, 1995). La topografía se obtiene de la carta topográfica escala 1:50,000 del INEGI, apoyados también con los 7 km de topografía que se tiene de la zona entre Juchitán y Xadani.

Los hidrogramas a transitar se obtuvieron del análisis de frecuencia de los gastos máximos anuales en la estación hidrométrica Ixtepec, tabla 6.13 y de la fig. 6.23 donde se muestran los hidrogramas obtenidos mediante el método de "mayoración" con apoyo en la avenida registrada en dicha estación en septiembre del año 1969.

Tomando en consideración todas las recomendaciones de subcap. 4.3.2 y en especial las recomendaciones de los incisos e, f y g, se realizaron cuatro corridas, obteniéndose los resultados que se muestran en tabla 6.43.

Tabla 6.43 Método Cruickshank-Berezowsky. Transito de avenidas hasta el sitio Juchitán

Tr año	GASTOS m ³ /s	
	SITIO IXTEPE	SITIO JUCHITAN
50	1,602.78	1,587.70
100	2,070.77	2,052.30
500	3,100.54	3,075.30
1000	3,534.14	3,506.30

Como en los dos casos anteriores, y como era de esperarse los gastos también disminuyen, aunque ligeramente.

6.5.1.4 Método HEC-RAS

De igual manera que en el caso anterior se realizó el transito de avenidas hasta Juchitán, pero ahora se utilizo el programa HEC-RAS 3.0 (HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER – RIVER ANALYSIS SYSTEM) desarrollado por el U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS.

Se utilizo exactamente la misma topografía y los mismos hidrogramas que en el caso anterior, los resultados arrojados por este programa se muestran en la tabla 6.44 y los hidrogramas transitados se muestran en fig 6.28.

Tabla 6.44 Método HEC-RAS. Transito de avenidas hasta el sitio Juchitán

Tr año	GASTOS m ³ /s	
	SITIO IXTEPE	SITIO JUCHITAN
50	1,602.78	1,561.48
100	2,070.77	2,018.49
500	3,100.54	3,021.45
1000	3,534.14	3,442.95

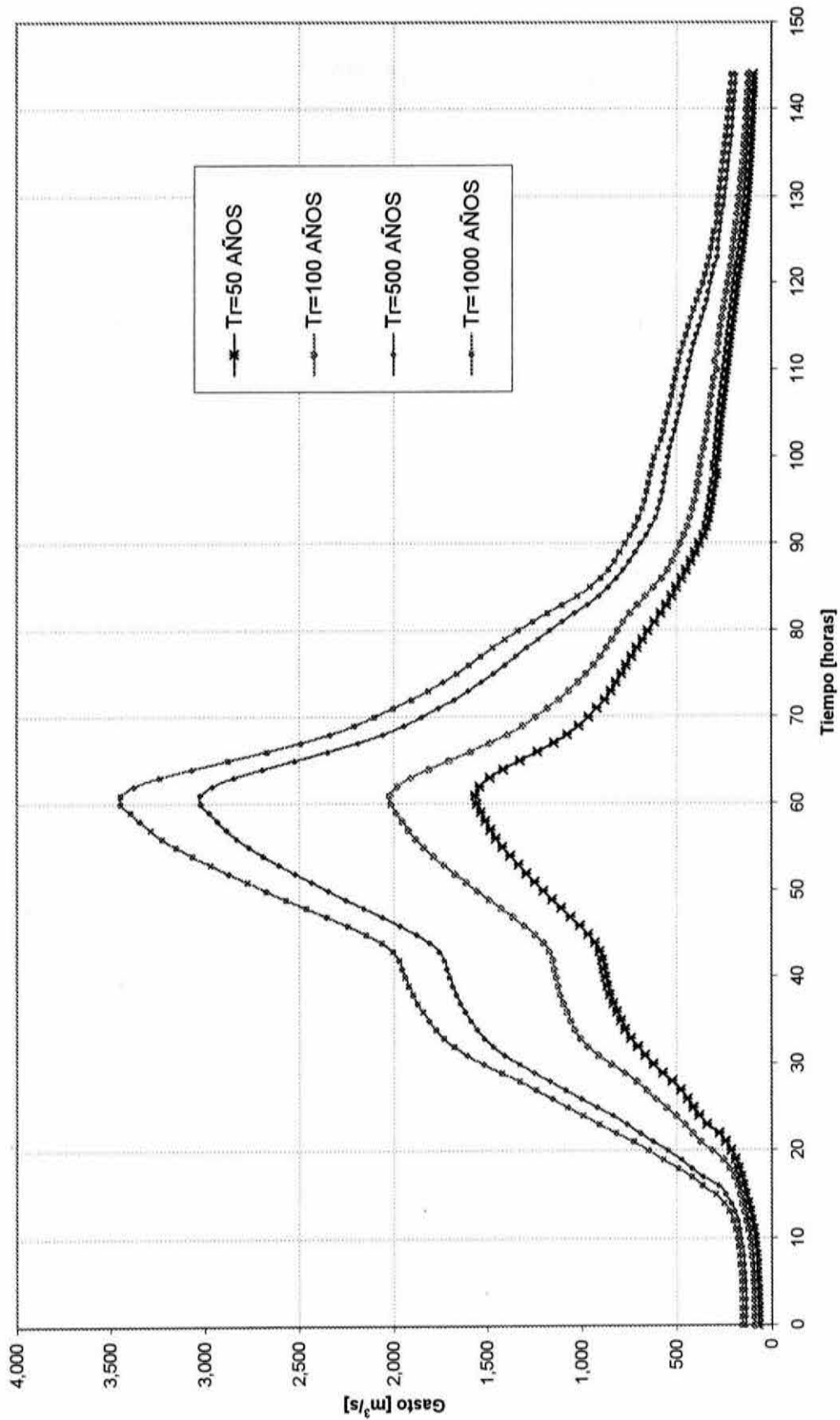


Fig 6.28 Avenidas de diseño para las obras de protección

6.5.1.5 Resultados hasta el sitio Juchitán

En la tabla 6.45 y fig 6.29 se muestra el resumen de gastos obtenidos por las diferentes metodología aplicadas hasta el sitio Juchitán.

Tabla 6.45 Resumen de gastos de diseño [m³/s]. Sitio Juchitán

Tr año	HUIG Vp=2.5 m/s (m ³ /s)	Método de análisis regional hidrológico (correlación y regresión) (m ³ /s)	Método Cruickshank-Berezowsky (m ³ /s)	Método HEC-RAS (m ³ /s)	Estación Ixtepec m ³ /s
50	1,323.52	1,809.40	1,587.70	1,561.48	1,602.78
100	1,610.94	2,203.50	2,052.30	2,018.49	2,070.77
500	2,440.79	3,080.00	3,075.30	3,021.45	3,100.54
1000	2,888.03	3,450.00	3,506.30	3,442.95	3,534.14
10000	4,822.74	4,700.00			4,974.99

Del análisis de estos resultados y tomando como base de referencia los obtenidos mediante el análisis de frecuencia directo de los gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica Ixtepec se tiene lo siguiente:

- El método del HUIG es el único que presenta un abatimiento de los hidrogramas hasta el sitio Juchitan en alrededor de un 19.8% más bajos que los registrados en Ixtepec.
- El método de análisis regional presenta para Tr menores a 100 años gastos mayores de hasta el 13% a los registrados en Ixtepec, mientras que para Tr mayores a 100 años presenta una reducción de solo 2%.
- El método Cruickshank-Berezowsky presenta sólo una reducción del 0.9% respecto a los registrados en Ixtepec.
- El método Hec-Ras presenta sólo una reducción del 2.6% respecto a los registrados en Ixtepec.
- En base a lo anterior, se establece que no existe regulación significativa sobre el río los Perros en el tramo Ixtepec-Juchitán, lo que significa que para efectos de los análisis hidráulicos, resulta prácticamente lo mismo realizar un análisis en *flujo permanente* que uno en *no permanente*.
- En base a lo anterior, las avenidas de diseño seleccionadas para llevar acabo los análisis hidráulicos definitivos, en la zona en estudio, serán los arrojados por el método del HEC-RAS (fig 6.28).

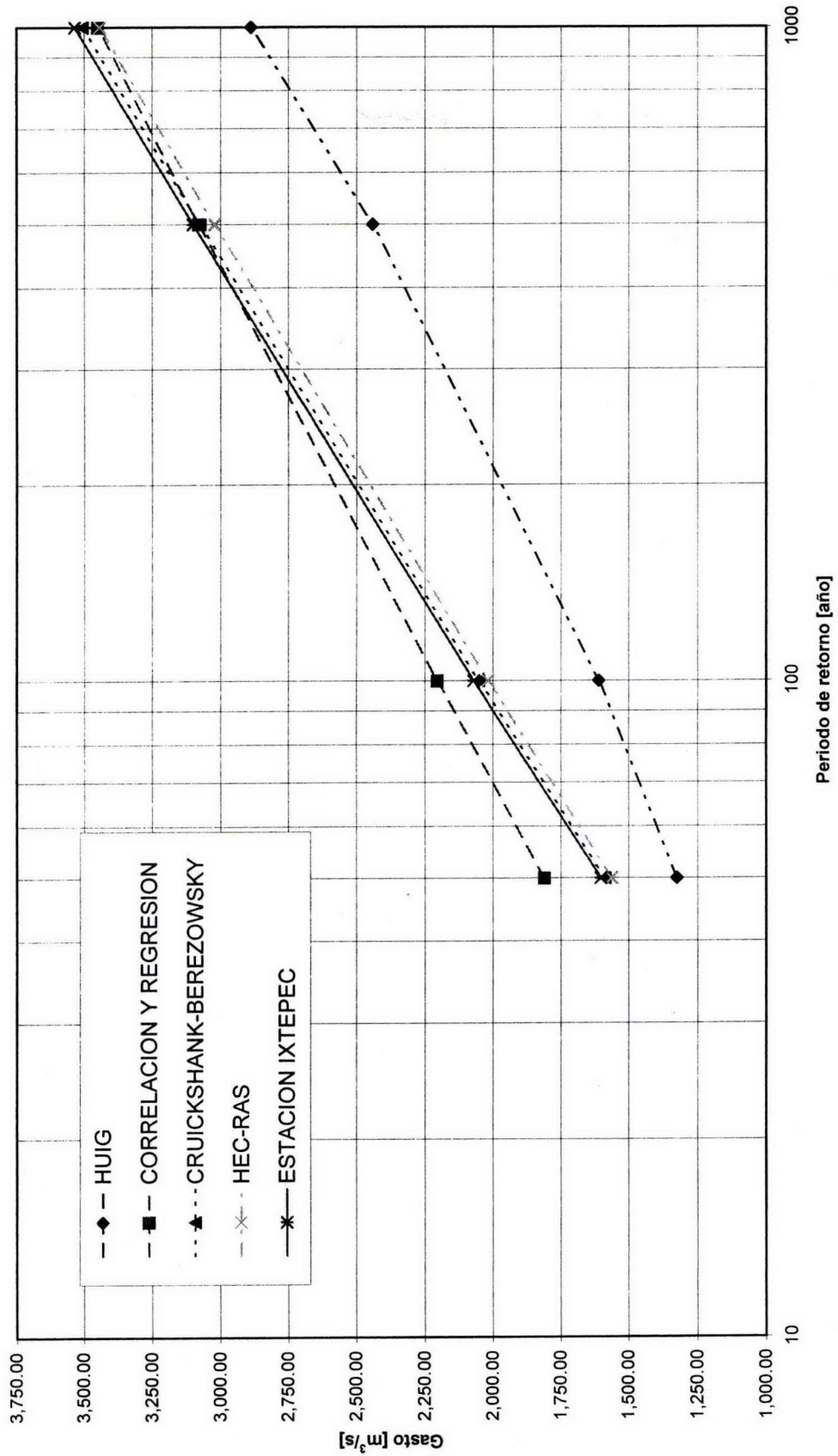


Fig 6.29 Resumen de gastos de diseño, sitio Juchitan

6.5.2 Juchitan-Xadani, método HEC-RAS

6.5.2.1 Análisis del río en condiciones naturales

En fig 6.30 se muestra la zona a proteger del río Los perros, como se observa, se cuenta con secciones transversales a cada 200 m a lo largo de 7.6 km. La primera etapa consiste en realizar el análisis hidráulico en condiciones naturales para determinar el gasto que el río puede conducir sin presentar desbordamientos. El análisis se realiza a cada 200 m y en puntos intermedios donde existen cambios bruscos en la geometría y de la pendiente del cauce.

Las simulaciones hidráulicas se realizaron en flujo no permanente con el programa HEC-RAS, se emplearon gastos crecientes hasta obtener en cada sección (cada 200 m) el valor del gasto máximo sin que se presente desbordamiento

De los análisis realizados se obtiene que del km 0+000 al 5+800 la capacidad promedio es de 334 m³/s, mientras que en el tramo restante que va del km 5+800 al 7+600 el promedio baja a 216 m³/s dando como un promedio general una capacidad de conducción de 308 m³/s. En tabla 6.46 se muestra el resumen donde se observa la capacidad máxima de conducción en cada una de las secciones analizadas.

Tabla 6.46 Gastos máximas de conducción sin presentar desbordamiento

SECCION km	Q _{MAX} m ³ /s	SECCION km	Q _{MAX} m ³ /s
0+000	340	3+800	360
0+200	360	4+000	280
0+400	400	4+200	280
0+600	400	4+400	260
0+800	380	4+600	280
1+000	260	4+800	400
1+200	240	5+000	400
1+400	360	5+200	400
1+600	400	5+400	280
1+800	400	5+600	280
2+000	400	5+800	340
2+200	280	6+000	220
2+400	400	6+200	220
2+600	320	6+400	220
2+800	340	6+600	220
3+000	320	6+800	180
3+200	320	7+000	180
3+400	320	7+200	180
3+600	260	7+400	300
		7+600	220
		PROMEDIO	308

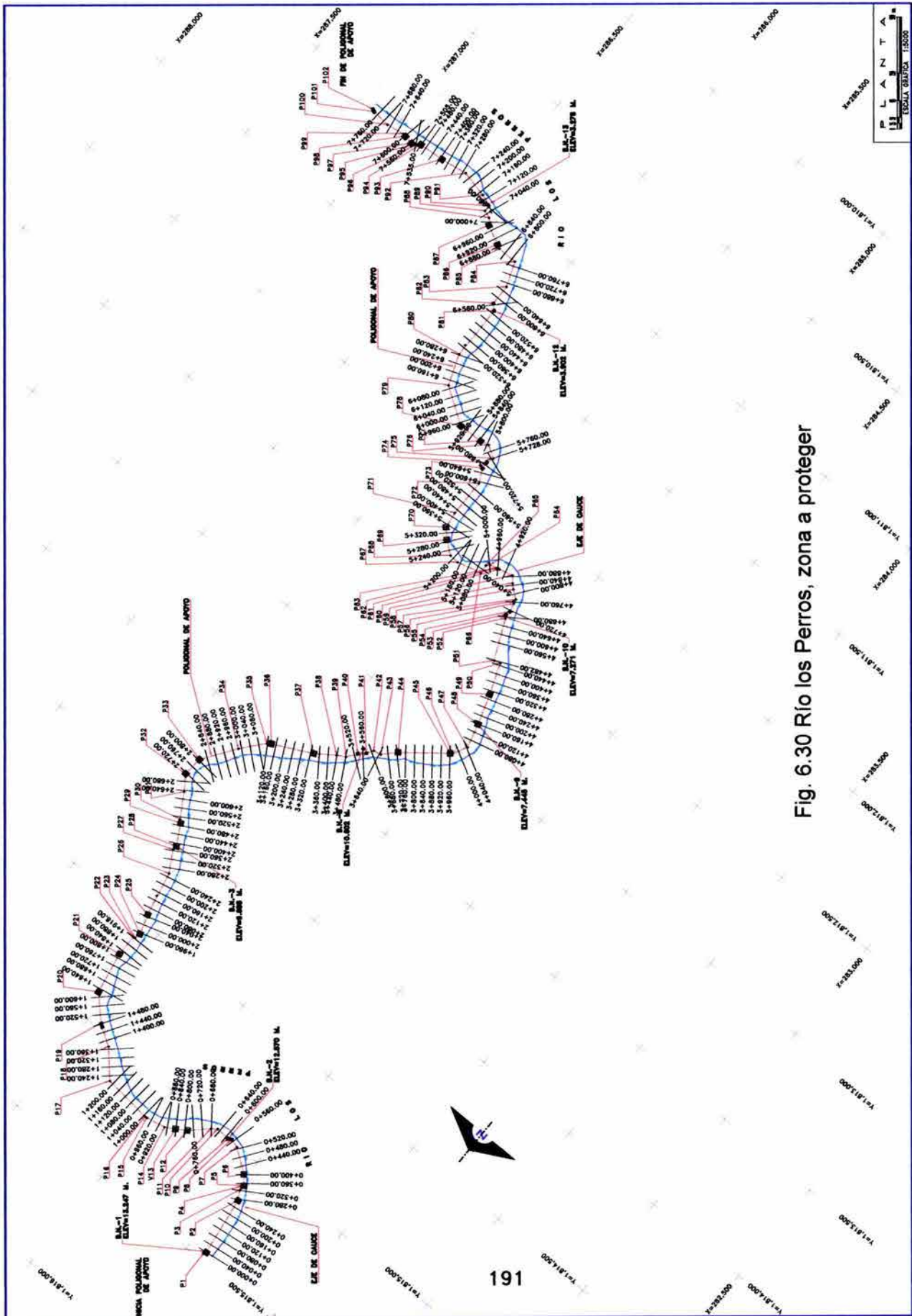


Fig. 6.30 Río los Perros, zona a proteger

6.5.2.2 Análisis hidráulico del río para diversos gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500, y 1000 años, considerando diferentes opciones de ancho de plantilla y rasantes de rectificación

6.5.2.2.1 Opciones analizadas

El tamaño de las obras de protección contra inundaciones es función de la magnitud de las avenidas de diseño y del grado de seguridad que se quiera dar, en forma cualitativa se puede decir que mientras se incrementa la magnitud de la obra, se incrementa la protección proporcionada, pero también su costo. Por lo tanto, debe existir un tamaño óptimo para el cual la suma de los daños por inundación más el costo de la protección sea el mínimo.

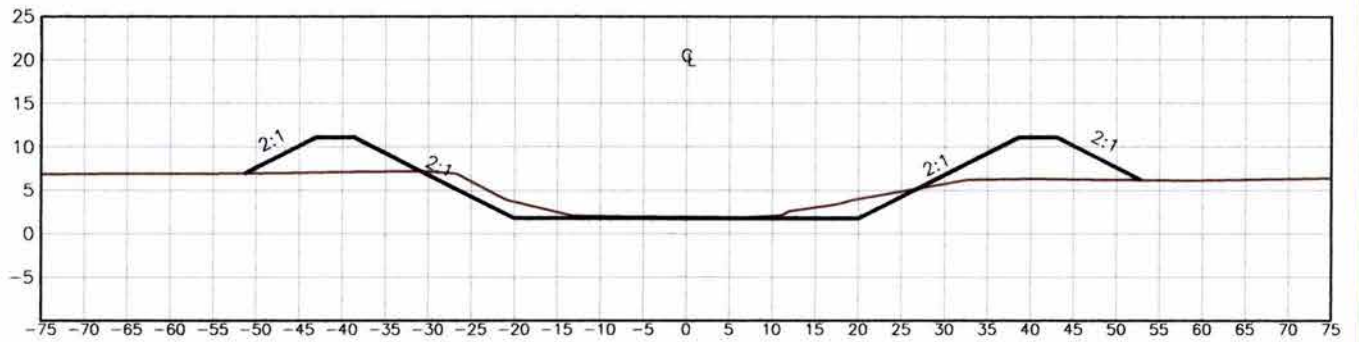
En base a lo anterior se analizaron tres opciones consistentes en bordos longitudinales a lo largo de ambos márgenes del río, y con la altura necesaria para reducir las inundaciones causadas por el desbordamiento del río.

Siendo los bordos, las estructuras más comunes utilizadas para el encauzamiento de ríos y protecciones contra las inundaciones, en el cap. 5 se mencionaron las etapas más importantes para su análisis y diseño desde el punto de vista geotécnico, mencionándose las verificaciones que deben realizarse para asegurar su estabilidad, en términos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

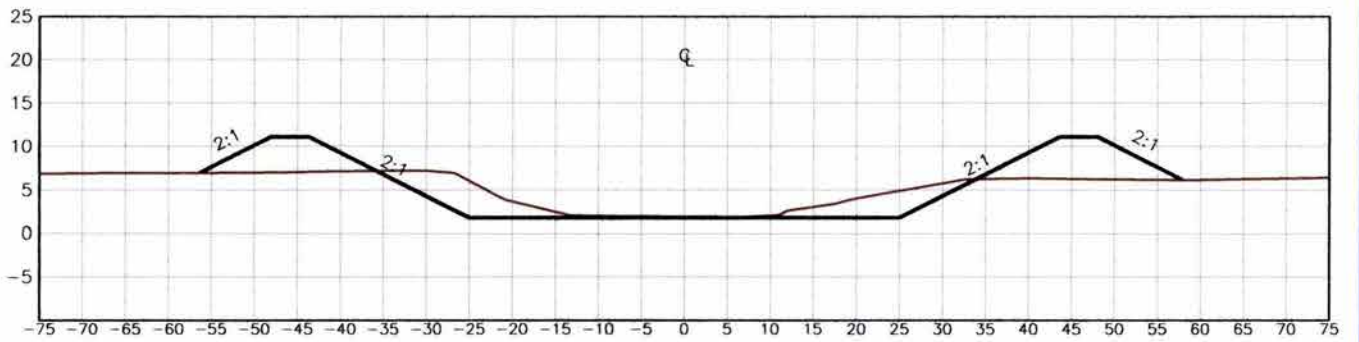
Las opciones analizadas consisten en secciones trapeziales, con anchos de plantilla de 40.0, 50.0 y 60.0 m, talud 2:1 y altura de bordo igual a la altura máxima del tirante de agua, que corresponde a la avenida de diseño más bordo libre. En la Fig 6.31, se muestra la geometría de las opciones analizadas y en la Tabla 6.47 se presentan las rasantes de rectificación a lo largo del río.

Las pendientes de rectificación variaron a lo largo del río y están en función de la topografía existente. Se analizaron diversas rasantes, tratando en la medida de lo posible tener la mínima excavación y terraplén, en la tabla 6.47 se muestran finalmente las rasantes que dieron los mejores resultados.

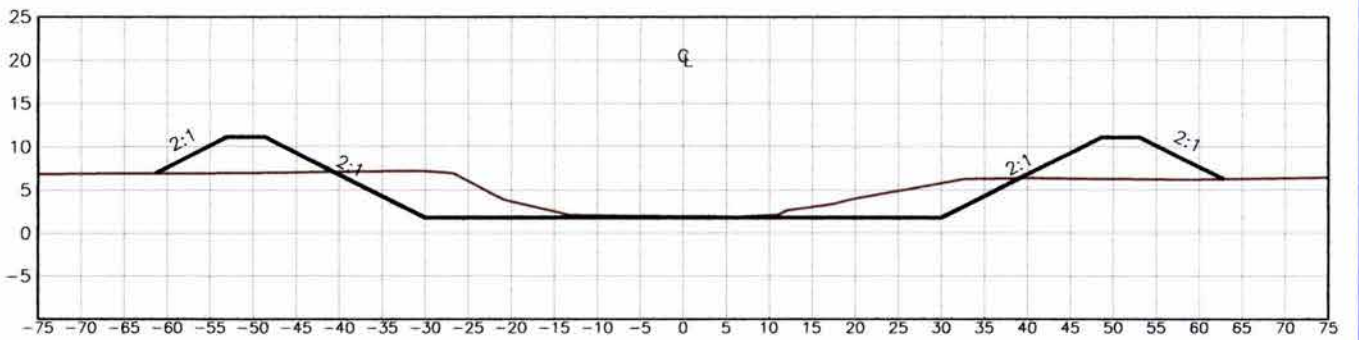
Para la determinación de las secciones antes propuestas, se busco que estas estuvieran dentro de la zona federal y tener la menor área de afectación. Una vez definida cada una de las secciones tipo, así como los niveles topográficos correspondientes, se realizó el funcionamiento hidráulico del río para cada uno de los gastos asociados a cada uno de los periodos de retorno, con el objeto de determinar los niveles de los perfiles del agua.



Opción 1, b=40.0 m, km 0+000 al 7+760



Opción 2, b=50.0 m, km 0+000 al 7+760



Opción 3, b=60.0 m, km 0+000 al 7+760

Fig. 6.31 Secciones tipo analizadas

Tabla 6.47 Características geométricas de opciones analizadas

OPCIÓN	b m	TALUD BORDO	n	S	TRAMO
1	40.0	2	0.035	0.00104	0+000 al 3+600
				0.00093	3+600 al 7+715
2	50.0	2	0.035	0.00104	0+000 al 3+600
				0.00093	3+600 al 7+715
3	60.0	2	0.035	0.00104	0+000 al 3+600
				0.00093	3+600 al 7+715

6.5.2.2 Análisis hidráulicos

Se realizó el estudio del funcionamiento hidráulico del río para gastos asociados a períodos de retorno (Tr) de 50, 100, 500 y 1,000 años, considerando para cada uno de los citados gastos diferentes opciones de rasantes de rectificación, anchos de plantilla; y tratando en la medida de lo posible que la rectificación quede alojada en terreno natural y con un mínimo de formación de bordos. El eje de proyecto se ubico de tal manera que fuese lo mas cercano al centro del cauce actual, con el objeto de tener la menor afectación posible.

El análisis hidráulico se efectuó a cada 200 m y en puntos donde se presentaban cambios en la pendiente del cauce. Los gastos de diseño asociados a cada uno de los periodos de retorno, obtenidos en subcap. 6.5.1.4, se muestran en tabla 6.48, mientras que los hidrogramas correspondientes se muestran en fig 6.28.

Tabla 6.48 Gasto de diseño

Tr (años)	GASTO (m^3/s)
50	1,561.48
100	2,018.48
500	3,021.45
1000	3,442.95

En tabla 6.49 y fig 6.32 (para la opción 3) se muestran las elevaciones y perfiles de la superficie libre del agua asociados a los tirantes máximos que se presentan en cada sección al paso de la avenida para diferentes Tr .

Tabla 6.49 Tirantes máximos para gastos asociados a periodos de retorno de 50, 100, 500 y 1,000 años y anchos de plantilla de 60.0 m (opción 3)

km	Rasante m.s.n.m.	Elevación agua (m.s.n.m)				Tirante Hidráulico (m)			
		Tr=50	Tr=100	Tr=500	Tr=1000	Tr=50	Tr=100	Tr=500	Tr=1000
0+000.00	6.04	12.72	13.75	14.34	16.39	6.68	7.71	8.30	10.35
0+200.00	5.83	12.51	13.54	14.13	16.18	6.68	7.71	8.30	10.35
0+280.00	5.75	12.42	13.46	14.05	16.10	6.67	7.71	8.30	10.35
0+400.00	5.62	12.30	13.33	13.92	15.97	6.68	7.71	8.30	10.35
0+600.00	5.41	12.09	13.12	13.71	15.76	6.68	7.71	8.30	10.35
0+800.00	5.20	11.88	12.92	13.51	15.55	6.68	7.72	8.31	10.35
0+960.00	5.03	11.72	12.75	13.34	15.38	6.69	7.72	8.31	10.35
1+000.00	4.99	11.67	12.71	13.30	15.34	6.68	7.72	8.31	10.35
1+120.00	4.86	11.55	12.59	13.18	15.22	6.69	7.73	8.32	10.36
1+200.00	4.78	11.47	12.50	13.09	15.13	6.69	7.72	8.31	10.35
1+400.00	4.57	11.26	12.30	12.89	14.93	6.69	7.73	8.32	10.36
1+520.00	4.44	11.14	12.17	12.76	14.80	6.70	7.73	8.32	10.36
1+600.00	4.36	11.06	12.09	12.68	14.72	6.70	7.73	8.32	10.36
1+720.00	4.23	10.93	11.97	12.56	14.59	6.70	7.74	8.33	10.36
1+800.00	4.15	10.85	11.88	12.47	14.51	6.70	7.73	8.32	10.36
2+000.00	3.94	10.65	11.68	12.27	14.30	6.71	7.74	8.33	10.36
2+200.00	3.73	10.44	11.48	12.07	14.09	6.71	7.75	8.34	10.36
2+400.00	3.52	10.24	11.27	11.86	13.88	6.72	7.75	8.34	10.36
2+600.00	3.31	10.04	11.07	11.66	13.68	6.73	7.76	8.35	10.37
2+680.00	3.23	9.96	10.99	11.58	13.59	6.73	7.76	8.35	10.36
2+800.00	3.10	9.84	10.87	11.46	13.47	6.74	7.77	8.36	10.37
2+920.00	2.97	9.72	10.75	11.34	13.35	6.75	7.78	8.37	10.38
3+000.00	2.89	9.64	10.67	11.26	13.26	6.75	7.78	8.37	10.37
3+200.00	2.68	9.44	10.47	11.06	13.06	6.76	7.79	8.38	10.38
3+280.00	2.60	9.36	10.39	10.98	12.97	6.76	7.79	8.38	10.37
3+400.00	2.47	9.25	10.27	10.86	12.85	6.78	7.80	8.39	10.38
3+480.00	2.39	9.17	10.19	10.78	12.77	6.78	7.80	8.39	10.38
3+600.00	2.26	9.05	10.07	10.66	12.64	6.79	7.81	8.40	10.38
3+800.00	2.07	8.85	9.87	10.46	12.43	6.78	7.80	8.39	10.36
3+920.00	1.96	8.73	9.75	10.34	12.30	6.77	7.79	8.38	10.34
4+000.00	1.89	8.65	9.66	10.25	12.21	6.76	7.77	8.36	10.32
4+200.00	1.70	8.45	9.46	10.05	11.99	6.75	7.76	8.35	10.29
4+400.00	1.51	8.25	9.25	9.84	11.77	6.74	7.74	8.33	10.26
4+520.00	1.40	8.12	9.12	9.71	11.64	6.72	7.72	8.31	10.24
4+600.00	1.33	8.04	9.03	9.63	11.54	6.71	7.70	8.30	10.21
4+800.00	1.14	7.83	8.82	9.41	11.31	6.69	7.68	8.27	10.17
5+000.00	0.95	7.62	8.60	9.19	11.08	6.67	7.65	8.24	10.13
5+120.00	0.84	7.49	8.47	9.06	10.94	6.65	7.63	8.22	10.10
5+200.00	0.77	7.40	8.38	8.97	10.84	6.63	7.61	8.20	10.07
5+400.00	0.58	7.18	8.15	8.74	10.59	6.60	7.57	8.16	10.01
5+600.00	0.39	6.96	7.92	8.50	10.34	6.57	7.53	8.11	9.95
5+680.00	0.32	6.86	7.82	8.41	10.23	6.54	7.50	8.09	9.91
5+800.00	0.21	6.72	7.67	8.26	10.07	6.51	7.46	8.05	9.86
6+000.00	0.02	6.48	7.42	8.00	9.79	6.46	7.40	7.98	9.77
6+200.00	-0.17	6.23	7.16	7.74	9.50	6.40	7.33	7.91	9.67
6+400.00	-0.36	5.97	6.88	7.46	9.20	6.33	7.24	7.82	9.56
6+600.00	-0.55	5.69	6.59	7.17	8.87	6.24	7.14	7.72	9.42
6+800.00	-0.74	5.39	6.27	6.86	8.52	6.13	7.01	7.60	9.26
6+960.00	-0.89	5.13	6.00	6.58	8.21	6.02	6.89	7.47	9.10
7+000.00	-0.93	5.06	5.93	6.51	8.13	5.99	6.86	7.44	9.06
7+080.00	-1.00	4.92	5.78	6.36	7.96	5.92	6.78	7.36	8.96
7+160.00	-1.07	4.77	5.61	6.19	7.77	5.84	6.68	7.26	8.84
7+200.00	-1.11	4.69	5.53	6.11	7.68	5.80	6.64	7.22	8.79
7+400.00	-1.30	4.23	5.04	5.63	7.12	5.53	6.34	6.93	8.42
7+600.00	-1.49	3.58	4.34	4.95	6.32	5.07	5.83	6.44	7.81
7+715.00	-1.60	2.67	3.35	3.48	5.10	4.27	4.95	5.08	6.70

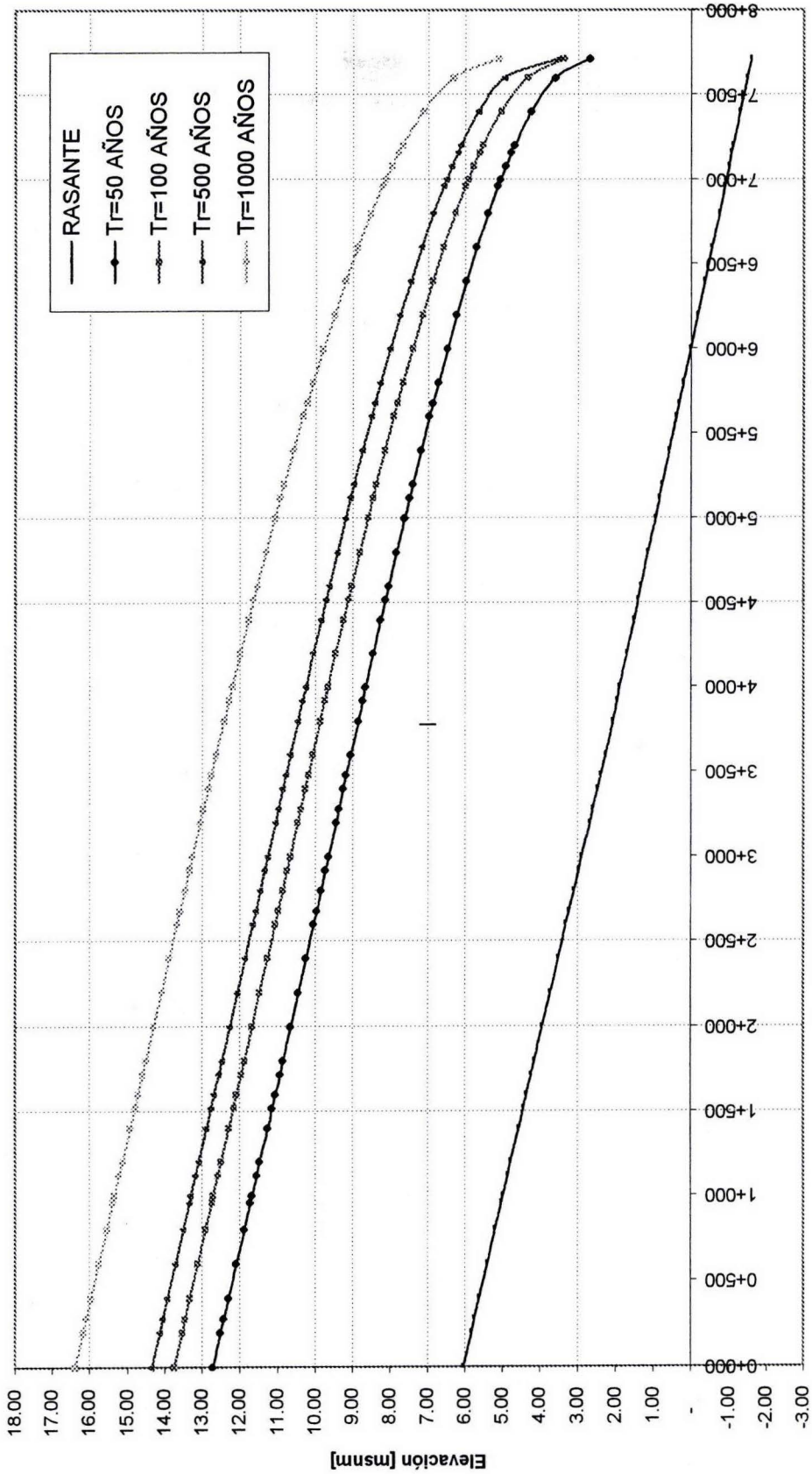


Fig 6.32 Perfiles del agua para Tr de 50, 100, 500 y 1000 años anchos de plantilla de 60.0 m (opción 3)

6.5.2.2.3 Opción seleccionada

Muchos de los beneficios que proporcionan esas obras no pueden evaluarse en términos económicos y, sin embargo, estos pueden ser muy importantes. Por ello, la evaluación no estará completa si no se proporciona información detallada sobre todos los posibles tipos de beneficios.

La evaluación correcta de una alternativa de obras de protección requiere que se consideren todos los beneficios atribuibles al correspondiente proyecto. En particular, las obras para el control de avenidas difícilmente pueden evaluarse en términos meramente económicos, debido a que buena parte de los beneficios no pueden medirse en unidades monetarias (por ejemplo el valor que debe asignarse a la pérdida de vidas humanas) y/o son beneficios inducidos indirectamente que no corresponden al objetivo primario del proyecto (evitar daños por inundaciones).

Partiendo de que los beneficios son los bienes y servicios obtenidos del proyecto (en el caso de las obras de protección los daños evitados con la obra), ellos pueden clasificarse en

- a) **Directos.** Derivados del objetivo primario de la obra.
- b) **Indirectos.** Beneficios no buscados explícitamente (por ejemplo, una presa cuyo objetivo es proteger una población contra las inundaciones, puede contribuir, además, a fines recreativos).
- c) **Generación de empleos.** Los empleos generados para la construcción, operación y mantenimiento de las obras producen un beneficio que conviene destacar, por su importancia en la evaluación de las obras de protección contra inundaciones.
- d) **Beneficios públicos.** Se incluyen aquí beneficios que no pueden atribuirse a un usuario determinado. Por ejemplo, evitar el desarrollo de epidemias en la zona, reducir pérdida de vidas, mejoras en la ecología y la apariencia estética, redistribución del ingreso, etc.

Como se ha comentado, muchos de estos beneficios difícilmente pueden ser medidos en unidades monetarias, por lo que, para ordenar el proceso de evaluación, conviene clasificarlos también en *tangibles* (los que si pueden traducirse a unidades monetarias) e *intangibles* (los que no).

El **análisis de costos** de un proyecto para protección contra inundaciones debe incluir, al menos, los siguientes conceptos:

- a) **Los costos requeridos para que la obra esté terminada.** En ellos debe incluirse el costo de la construcción, los relativos a la ingeniería de diseño (topografía, geología, estudios hidrológicos, elaboración del proyecto, etc.) y los necesarios para la administración de la obra.

- b) **Los costos de operación, mantenimiento y reemplazo.** Estos costos frecuentemente son tan importantes o más que los relativos a la construcción.
- c) **Los costos intangibles.** En particular, deben analizar posibles afectaciones al medio ambiente.

En relación con el financiamiento del proyecto, deben destacarse, en ocasiones, los requerimientos de préstamos del exterior.

Debido al carácter aleatorio de las avenidas, en la mayoría de los casos no es posible realizar obras de una magnitud tal que eliminen totalmente el riesgo de inundación. Más bien, es necesario diseñar la capacidad de la obra para que, sin costos excesivos, se proporcione una protección adecuada.

En forma cualitativa puede decirse que conforme se incrementa la magnitud de la obra, se incrementa la protección proporcionada, pero también su costo. Debe existir, por tanto, un tamaño óptimo para el cual la suma de los daños por inundación más el costo de la protección sea mínima.

En fin, son diversos factores que se deben tomar en cuenta para poder elegir correctamente cual debe ser el tamaño y características de la obra a construir. Para el caso en estudio, se han obtenido los costos más significativos de las obras de protección para el control de inundaciones mediante bordos, siendo estos los movimientos de tierra y las protecciones marginales. Estos conceptos representan un porcentaje considerable de entre el 80-90% del costo total de este tipo de obras, por lo que en este trabajo solo se han evaluado cualitativamente estos dos elementos y serán el principal criterio que se considere para poder elegir la mejor opción.

De los análisis realizados se observa que la mejor opción, desde el punto de vista económico, es la 3, correspondientes a un ancho de plantilla de 60 m con protecciones marginales de enrocamiento. Por otra parte, de las secciones constructivas analizadas se observa que en esta opción tiene la menor afectación en propiedad privada, además, esta es la que da menor altura de bordos, lo que implica tener un diseño básico de estos, con un factor de seguridad alto y sin grandes riesgos hacia la población aledaña en caso de desbordamiento de una avenida mayor a la de diseño.

De la Tabla 6.49 se observa que para cada condición de análisis existe un tirante máximo y como consecuencia una altura de bordo y un ancho total de afectación; un punto importante que resulta de estos análisis es que independientemente del ancho de plantilla de canal "b", el ancho de afectación es ligeramente menor para un ancho de plantilla de 60 m (opción 3), esto es, que a un ancho de plantilla de 40, por ejemplo, la altura de bordo será mas grande y como consecuencia el ancho de afectación también, mientras que para un ancho de 60 la altura disminuye y como consecuentemente la afectación también pero al ver el ancho total efectivo de afectación hacia ambas márgenes se observa que esta es ligeramente menor.

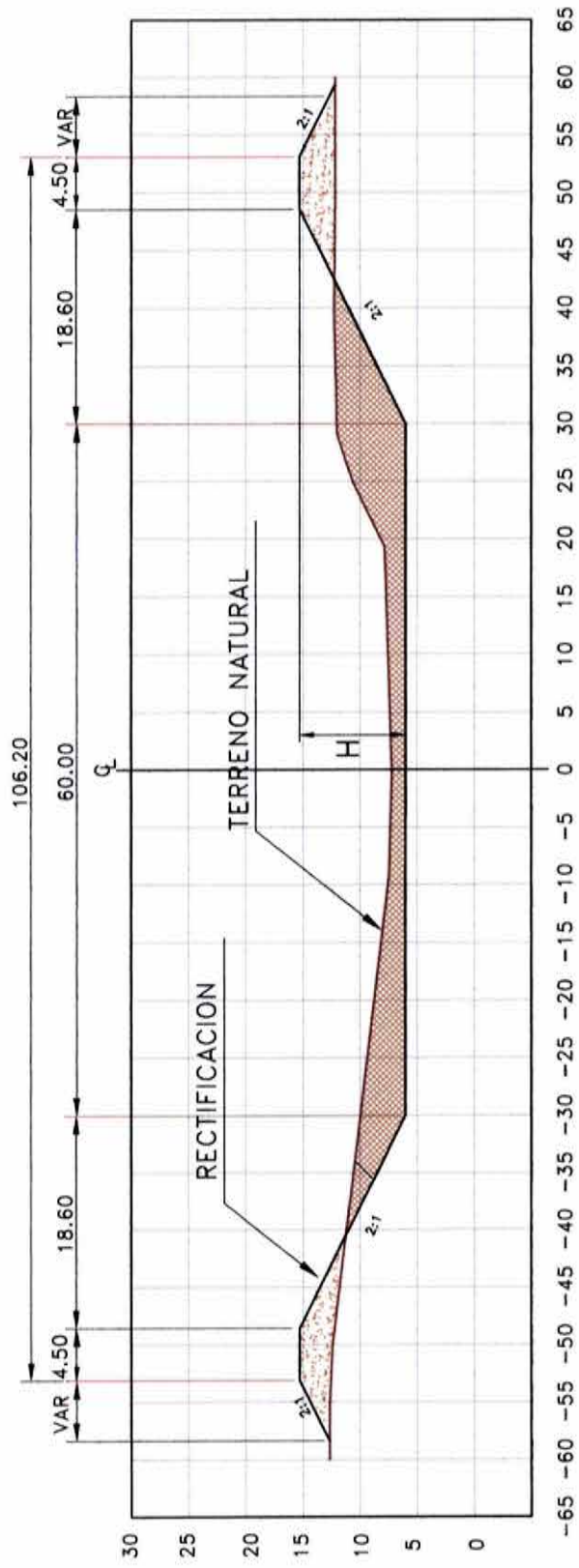
Además, para cada ancho de plantilla existe un volumen de excavación, en principio se tiene que si, dicho volúmenes es mayor en terraplén que en excavación el bordo será más caro, por lo que se busca también que el volumen de terraplén sea mínimo.

Como se ha comentado anteriormente, al no haber gran diferencia entre las alturas de los tirantes asociados a cada T_r , se eligió como avenida de diseño de las obras de protección la asociada a $T_r = 100$ años, ya que con esta altura más el bordo libre (BL), se observa que la avenida de 500 años también pasará

Finalmente en Tabla 6.50 y Fig. 6.33 se muestran el análisis hidráulico y características geométricas de la opción seleccionada respectivamente. En dicha tabla se han agregado tres columnas adicionales, la primera corresponde al valor del BL, la segunda a la suma de este más el tirante máximo y la tercera corresponde a la altura final del bordo.

Tabla 6.50 Tránsito de avenida en el río Los Perros para $T_r = 100$ años para la opción seleccionada

Río	Estación	km	Q Total (m ³ /s)	Rasante (m.s.n.m.)	Elevación agua (m.s.n.m.)	Elevación crítico (m.s.n.m.)	Elevación energía (m.s.n.m.)	Pendiente energía (m/m)	Velocidad (m/s)	Área hidráulica (m ²)	Ancho superficie (m)	Número de Froude	Tirante (V) (m)	Bordo libre (B.L.) (m)	Y+B.L. (m)	Altura bordo (m)
RIO LOS PERROS	56	0+000.00	2,018.48	6.04	13.75		14.43	0.001044	3.82	581.54	90.84	0.44	7.71	1.00	8.71	8.75
RIO LOS PERROS	55	0+200.00	2,018.42	5.83	13.54		14.22	0.001043	3.82	581.68	90.85	0.44	7.71	1.00	8.71	8.75
RIO LOS PERROS	54	0+280.00	2,018.39	5.75	13.46		14.14	0.001045	3.82	581.26	90.83	0.44	7.71	1.00	8.71	8.75
RIO LOS PERROS	53	0+400.00	2,018.35	5.62	13.33		14.01	0.001043	3.82	581.73	90.85	0.44	7.71	1.00	8.71	8.75
RIO LOS PERROS	52	0+600.00	2,018.28	5.41	13.12		13.80	0.001042	3.82	581.87	90.86	0.44	7.71	1.00	8.71	8.75
RIO LOS PERROS	51	0+800.00	2,018.20	5.20	12.92		13.59	0.001041	3.82	582.01	90.86	0.44	7.72	1.00	8.72	8.75
RIO LOS PERROS	50	0+960.00	2,018.14	5.03	12.75		13.43	0.001039	3.82	582.48	90.88	0.44	7.72	1.00	8.72	8.75
RIO LOS PERROS	49	0+1000.00	2,018.13	4.99	12.71		13.39	0.001040	3.82	582.28	90.88	0.44	7.72	1.00	8.72	8.75
RIO LOS PERROS	48	1+120.00	2,018.08	4.86	12.59		13.26	0.001036	3.81	582.92	90.80	0.44	7.73	1.00	8.73	8.75
RIO LOS PERROS	47	1+200.00	2,018.05	4.78	12.50		13.18	0.001038	3.81	582.62	90.89	0.44	7.72	1.00	8.73	8.75
RIO LOS PERROS	46	1+400.00	2,017.97	4.57	12.30		12.97	0.001036	3.81	582.92	90.90	0.44	7.73	1.00	8.73	8.75
RIO LOS PERROS	45	1+520.00	2,017.92	4.44	12.17		12.85	0.001032	3.81	583.62	90.93	0.44	7.73	1.00	8.73	8.75
RIO LOS PERROS	44	1+600.00	2,017.89	4.36	12.09		12.77	0.001034	3.81	583.31	90.92	0.44	7.73	1.00	8.73	8.75
RIO LOS PERROS	43	1+720.00	2,017.84	4.23	11.97		12.64	0.001030	3.81	584.00	90.95	0.44	7.74	1.00	8.74	8.75
RIO LOS PERROS	42	1+800.00	2,017.81	4.15	11.88		12.56	0.001032	3.81	583.73	90.94	0.44	7.73	1.00	8.73	8.75
RIO LOS PERROS	41	2+000.00	2,017.72	3.94	11.68		12.35	0.001029	3.80	584.17	90.96	0.44	7.74	1.00	8.74	8.75
RIO LOS PERROS	40	2+200.00	2,017.63	3.73	11.48		12.15	0.001026	3.80	584.70	90.98	0.44	7.75	1.00	8.75	8.75
RIO LOS PERROS	39	2+400.00	2,017.54	3.52	11.27		11.94	0.001024	3.80	585.22	91.00	0.44	7.75	1.00	8.75	8.75
RIO LOS PERROS	38	2+600.00	2,017.45	3.31	11.07		11.74	0.001020	3.79	585.89	91.03	0.43	7.76	1.00	8.76	8.75
RIO LOS PERROS	37	2+680.00	2,017.41	3.23	10.99		11.66	0.001021	3.79	585.72	91.03	0.43	7.76	1.00	8.76	8.75
RIO LOS PERROS	36	2+800.00	2,017.36	3.10	10.87		11.53	0.001016	3.79	586.58	91.06	0.43	7.77	1.00	8.77	8.75
RIO LOS PERROS	35	2+920.00	2,017.30	2.97	10.75		11.41	0.001011	3.78	587.58	91.11	0.43	7.78	1.00	8.78	8.75
RIO LOS PERROS	34	3+000.00	2,017.26	2.89	10.67		11.33	0.001011	3.78	587.53	91.11	0.43	7.78	1.00	8.78	8.75
RIO LOS PERROS	33	3+200.00	2,017.16	2.68	10.47		11.13	0.001007	3.78	588.47	91.15	0.43	7.79	1.00	8.79	8.75
RIO LOS PERROS	32	3+280.00	2,017.12	2.60	10.39		11.05	0.001007	3.78	588.39	91.14	0.43	7.79	1.00	8.79	8.75
RIO LOS PERROS	31	3+400.00	2,017.07	2.47	10.27		10.93	0.001001	3.77	589.47	91.19	0.43	7.80	1.00	8.80	8.75
RIO LOS PERROS	30	3+480.00	2,017.03	2.39	10.19		10.85	0.001002	3.77	589.44	91.19	0.43	7.80	1.00	8.80	8.75
RIO LOS PERROS	29	3+600.00	2,016.97	2.26	10.07		10.73	0.000995	3.76	590.64	91.24	0.43	7.81	1.00	8.81	8.75
RIO LOS PERROS	28	3+800.00	2,016.86	2.07	9.87		10.63	0.001001	3.77	589.58	91.20	0.43	7.80	1.00	8.80	8.75
RIO LOS PERROS	27	3+920.00	2,016.80	1.96	9.75		10.41	0.001006	3.78	588.44	91.15	0.43	7.79	1.00	8.79	8.75
RIO LOS PERROS	26	4+000.00	2,016.76	1.89	9.66		10.33	0.001013	3.78	587.22	91.09	0.43	7.77	1.00	8.77	8.75
RIO LOS PERROS	25	4+200.00	2,016.66	1.70	9.46		10.13	0.001020	3.79	585.69	91.03	0.43	7.76	1.00	8.76	8.75
RIO LOS PERROS	24	4+400.00	2,016.55	1.51	9.25		9.92	0.001029	3.80	584.00	90.95	0.44	7.74	1.00	8.74	8.75
RIO LOS PERROS	23	4+520.00	2,016.49	1.40	9.12		9.80	0.001037	3.81	582.40	90.88	0.44	7.72	1.00	8.72	8.75
RIO LOS PERROS	22	4+600.00	2,016.45	1.33	9.03		9.71	0.001045	3.82	580.96	90.82	0.44	7.70	1.00	8.70	8.75
RIO LOS PERROS	21	4+800.00	2,016.34	1.14	8.82		9.50	0.001057	3.83	578.69	90.72	0.44	7.68	1.00	8.68	8.75
RIO LOS PERROS	20	5+000.00	2,016.23	0.95	8.60		9.29	0.001071	3.85	576.15	90.60	0.44	7.65	1.00	8.65	8.62
RIO LOS PERROS	19	5+120.00	2,016.17	0.84	8.47		9.16	0.001082	3.86	574.08	90.51	0.45	7.63	1.00	8.63	8.54
RIO LOS PERROS	18	5+200.00	2,016.12	0.77	8.38		9.08	0.001093	3.88	572.20	90.43	0.45	7.61	1.00	8.61	8.49
RIO LOS PERROS	17	5+400.00	2,016.02	0.58	8.15		8.86	0.001113	3.90	568.76	90.28	0.45	7.57	1.00	8.57	8.35
RIO LOS PERROS	16	5+600.00	2,015.91	0.39	7.92		8.63	0.001136	3.92	564.80	90.10	0.46	7.53	1.00	8.53	8.22
RIO LOS PERROS	15	5+680.00	2,015.87	0.32	7.82		8.54	0.001150	3.94	562.41	89.94	0.46	7.50	1.00	8.50	8.17
RIO LOS PERROS	14	5+800.00	2,015.80	0.21	7.67		8.40	0.001172	3.96	558.93	89.84	0.46	7.46	1.00	8.46	8.09
RIO LOS PERROS	13	6+000.00	2,015.69	0.02	7.42		8.17	0.001207	4.00	555.43	89.60	0.47	7.40	1.00	8.40	7.96
RIO LOS PERROS	12	6+200.00	2,015.59	-	7.16		7.92	0.001250	4.04	546.92	89.30	0.48	7.33	1.00	8.33	7.89
RIO LOS PERROS	11	6+400.00	2,015.48	-	6.88		7.66	0.001303	4.09	539.31	88.96	0.49	7.24	1.00	8.24	7.83
RIO LOS PERROS	10	6+600.00	2,015.38	-	6.59		7.40	0.001371	4.16	530.27	88.56	0.50	7.14	1.00	8.14	7.56
RIO LOS PERROS	9	6+800.00	2,015.27	-	6.27		7.12	0.001459	4.24	519.24	88.06	0.51	7.01	1.00	8.01	7.43
RIO LOS PERROS	8	6+960.00	2,015.19	-	6.00		6.88	0.001555	4.33	508.32	87.56	0.53	6.89	1.00	7.89	7.32
RIO LOS PERROS	7	7+000.00	2,015.17	-	5.93		6.82	0.001581	4.35	505.55	87.43	0.53	6.86	1.00	7.86	7.30
RIO LOS PERROS	6	7+080.00	2,015.13	-	5.78		6.69	0.001650	4.41	498.34	87.10	0.54	6.78	1.00	7.78	7.24
RIO LOS PERROS	5	7+160.00	2,015.09	-	5.61		6.56	0.001734	4.48	490.20	86.73	0.55	6.68	1.00	7.68	7.19
RIO LOS PERROS	4	7+200.00	2,015.07	-	5.53		6.49	0.001774	4.51	486.45	86.55	0.56	6.64	1.00	7.64	7.16
RIO LOS PERROS	3	7+400.00	2,014.98	-	5.04		6.11	0.002085	4.74	461.04	85.34	0.60	6.34	1.00	7.34	6.93
RIO LOS PERROS	2	7+600.00	2,014.88	-	4.34		5.63	0.002809	5.20	417.77	83.32	0.69	5.83	1.00	6.83	6.90
RIO LOS PERROS	1	7+715.00	2,014.84	-	3.35	13.06	5.20	0.005004	6.22	345.71	75.79	0.89	4.95	1.00	5.95	6.90



$b=60.0$ m, km 0+000 a 7+715

Altura de bordo: km 0+000 $H=8.75$ m
 km 4+800 $H=8.75$ m
 km 7+715 $H=6.90$ m

Fig. 6-33 Opción No. 3 seleccionada

6.6. Análisis de estabilidad

En este subcapítulo se realiza el análisis de la estabilidad del bordo de protección seleccionado, utilizando las cartas de estabilidad desarrolladas por Alva (2001) y Janbu (1968).

En cap. 5 se menciono las condiciones de flujo a las cuales puede estar sujetas los bordos:

- Flujo no establecido que sucede durante el primer llenado o después de un vaciado rápido.
- Flujo establecido, que ocurre tiempo después de estar operando una presa.
- Flujo anisotrópico cuando la permeabilidad horizontal difiere de la vertical.
- Cualquiera de las condiciones anteriores, considerando además las fuerzas de un sismo.

Así mismo, los efectos del flujo de agua en los taludes pueden ser:

- Erosión interna (tubificación) por remoción o disolución de las partículas de suelo pueden originar conductos de agua que, al agrandarse rápidamente pueden dar lugar a una falla.
- Aumento en las presiones de agua que conducirá a la disminución de los esfuerzos efectivos y, por lo tanto, disminuye la resistencia al esfuerzo cortante disponible del suelo.
- Incremento de las fuerzas de flujo que, aunadas a la disminución del peso propio del suelo, pueden hacer que el factor de seguridad disminuya significativamente hasta alcanzar la falla del terraplén.

6.6.1 Cartas de Alva

Como se menciona en el subcap. 5.8, se plantea la necesidad de tomar en cuenta las fuerzas del flujo en el análisis de estabilidad de taludes sujetos al paso del agua. En primer lugar se determinan las fuerzas que originan el paso del agua a través del suelo y se presentan dos procedimientos generales para tomar en cuenta su efecto en el análisis de estabilidad. El primero consiste en considerar las presiones de frontera del agua y el peso total del elemento de suelo que se analiza (subcap. 5.8.2.1); y el segundo retoma el peso sumergido del suelo y las fuerzas de flujo actuando sobre dicho elemento (subcap. 5.8.2.2).

Basado en el método de las redes de flujo (subcap. 5.7.2) a través del cual se puede determinar los gradientes y las presiones de agua que existen dentro de una masa de suelo sujeta al flujo del agua, Alva analizó el problema de estabilidad bajo *flujo establecido* en los taludes aguas abajo de una presa tipo de sección homogénea y utilizando el *método de Bishop simplificado* y *considerando los efectos sísmicos y de filtración* (ec. 5.13 y 5.18), presenta sus Cartas de Estabilidad para determinar factores de seguridad de bordos las cuales se presentan en las figs 6.34 a 6.36.

Estas Cartas de Estabilidad consideran tres tipos de sección: sin filtro, filtro horizontal corto ($0.5L$) y filtro horizontal largo ($0.75L$), siendo L la dimensión horizontal del talud aguas abajo, en las abscisas se presenta la cohesión " c " normalizada con respecto a la multiplicación del peso volumétrico γ_m altura del talud H y el factor de seguridad FS , mientras la ordenada se presenta como tangente del ángulo de fricción ϕ , dividida por el factor de seguridad FS .

Las cartas presentadas se obtiene el FS de la siguiente manera: se suponen constantes los valores de γ_m y H ; se hacen variar los valores de c y ϕ , obteniéndose para cada caso un valor de FS . Con base en estos datos se calculan las abscisas y ordenadas que se marcan en las Cartas.

Las curvas mostradas (figs 6.34 a 6.36) están basadas en el método del peso sumergido y fuerzas de filtración ya que este método arroja los mínimos valores respecto a los arrojados por el método del peso total y presiones periféricas.

Para determinar el factor de seguridad (FS) el procedimiento es iterativo, conociendo la pendiente del talud, las propiedades del material y las condiciones del filtro, se supone, en primera instancia, un factor de seguridad inicial, se calcula la ordenada y se obtiene de la carta el valor de la abscisa. Se determina, por tanto, un nuevo valor de seguridad. Si el nuevo valor difiere mucho del valor inicial se repite el procedimiento hasta que ambos valores convergen.

Las características del bordo (fig 6.33) y de los materiales son las siguientes:

$c [KN/m^2]$	=	15.00	(1.53 ton/m ²)
$\phi [Grados]$	=	30.00	
$\gamma_{sat} [KN/m^3]$	=	20.00	(2.04 ton/m ³)
Talud (k)	=	2.00	
$H [m]$	=	8.75	

En las Cartas de estabilidad se observan diferentes curvas, cada una asociada a un coeficiente sísmico, siendo la magnitud del coeficiente sísmico vertical $1/3$ del horizontal. En total se llevaron nueve análisis agrupados en bloques de tres; el primer bloque considera que no se presenta sismo, el segundo considera un coeficiente sísmico de 0.15 y en el tercero de 0.30 .

En la tabla 6.51 se muestra el análisis de estabilidad donde se observa lo siguiente:

Tabla 6.51 Análisis de estabilidad
Método de Bishop simplificado, considerando efectos sísmicos y de filtración bajo flujo establecido

Datos	Sin filtro	con filtro	con filtro	Sin filtro	con filtro	con filtro	Sin filtro	con filtro	con filtro	Sin filtro	con filtro	con filtro	Sin filtro	con filtro	con filtro				
	fig 6.34 caso 1	fig 6.35 caso 2	fig 6.36 caso 3	fig 6.34 caso 4	fig 6.35 caso 5	fig 6.36 caso 6	fig 6.34 caso 7	fig 6.35 caso 8	fig 6.36 caso 9	fig 6.34 caso 1	fig 6.35 caso 2	fig 6.36 caso 3	fig 6.34 caso 4	fig 6.35 caso 5	fig 6.36 caso 6	fig 6.34 caso 7	fig 6.35 caso 8	fig 6.36 caso 9	
c [KN/m ²]	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
ϕ [Grados]	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
γ_{sat} [KN/m ³]	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
talud	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
H [m]	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75
k_h	0.000	0.000	0.000	0.150	0.150	0.150	0.300	0.150	0.150	0.150	0.150	0.300	0.150	0.150	0.150	0.300	0.150	0.150	0.300
k_v	0.000	0.000	0.000	0.050	0.050	0.050	0.100	0.050	0.050	0.050	0.050	0.100	0.050	0.050	0.050	0.100	0.050	0.050	0.100
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04955	0.03896	0.04082	0.06857	0.08571	0.08571	0.08837	0.08571	0.08571	0.08571	0.08571	0.08837	0.08571	0.08571	0.08571	0.08837	0.08571	0.08571	0.08571
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04965	0.03845	0.03733	0.06865	0.03820	0.03777	0.08872	0.06311	0.06657	0.06657	0.06657	0.08872	0.06311	0.06657	0.06657	0.08872	0.06311	0.06657	0.06657
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04953	0.03876	0.03944	0.06857	0.06305	0.06419	0.08839	0.07427	0.07638	0.07638	0.07427	0.08839	0.07427	0.07638	0.07638	0.08839	0.07427	0.07638	0.07638
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04966	0.03857	0.03815	0.06865	0.04970	0.04922	0.08870	0.06867	0.07128	0.07128	0.06867	0.08870	0.06867	0.07128	0.07128	0.08870	0.06867	0.07128	0.07128
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04952	0.03869	0.03894	0.06857	0.05673	0.05753	0.08840	0.07146	0.07391	0.07391	0.07146	0.08840	0.07146	0.07391	0.07391	0.08840	0.07146	0.07391	0.07391
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04968	0.03861	0.03846	0.06865	0.05300	0.05287	0.08869	0.07007	0.07255	0.07255	0.07007	0.08869	0.07007	0.07255	0.07255	0.08869	0.07007	0.07255	0.07255
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04950	0.03866	0.03875	0.06857	0.05497	0.05547	0.08842	0.07076	0.07326	0.07326	0.07076	0.08842	0.07076	0.07326	0.07326	0.08842	0.07076	0.07326	0.07326
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04970	0.03863	0.03857	0.06865	0.05393	0.05402	0.08867	0.07042	0.07289	0.07289	0.07042	0.08867	0.07042	0.07289	0.07289	0.08867	0.07042	0.07289	0.07289
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04947	0.03865	0.03868	0.06857	0.05448	0.05483	0.08843	0.07059	0.07308	0.07308	0.07059	0.08843	0.07059	0.07308	0.07308	0.08843	0.07059	0.07308	0.07308
$c/(\gamma \cdot H \cdot FS)$	0.04973	0.03864	0.03862	0.06866	0.05419	0.05438	0.08866	0.07050	0.07298	0.07298	0.07050	0.08866	0.07050	0.07298	0.07298	0.08866	0.07050	0.07298	0.07298
FS	1.73000	2.20000	2.10000	1.25000	1.00000	1.00000	0.97000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	0.97000	1.00000	1.00000	1.00000	0.97000	1.00000	1.00000	1.00000
$\tan \phi / FS$	0.33442	0.25897	0.25142	0.46241	0.25728	0.25444	0.59762	0.42509	0.44838	0.44838	0.42509	0.59762	0.42509	0.44838	0.44838	0.59762	0.42509	0.44838	0.44838
FS	1.72644	2.22942	2.29633	1.24858	2.24405	2.26909	0.96608	1.35820	1.28764	1.28764	1.35820	0.96608	1.35820	1.28764	1.28764	0.96608	1.35820	1.28764	1.28764
$\tan \phi / FS$	0.33365	0.26108	0.26569	0.46187	0.42471	0.43235	0.59534	0.50026	0.51450	0.51450	0.50026	0.59534	0.50026	0.51450	0.51450	0.59534	0.50026	0.51450	0.51450
FS	1.73043	2.21143	2.17304	1.25002	1.35940	1.33538	0.96978	1.15410	1.12215	1.12215	1.15410	0.96978	1.15410	1.12215	1.12215	0.96978	1.15410	1.12215	1.12215
$\tan \phi / FS$	0.33451	0.25979	0.25699	0.46242	0.33478	0.33154	0.59749	0.46257	0.48015	0.48015	0.46257	0.59749	0.46257	0.48015	0.48015	0.59749	0.46257	0.48015	0.48015
FS	1.72596	2.22235	2.24655	1.24855	1.72455	1.74143	0.96629	1.24814	1.20244	1.20244	1.24814	0.96629	1.24814	1.20244	1.20244	0.96629	1.24814	1.20244	1.20244
$\tan \phi / FS$	0.33354	0.26057	0.26228	0.46186	0.38211	0.38754	0.59546	0.48133	0.49786	0.49786	0.48133	0.59546	0.48133	0.49786	0.49786	0.59546	0.48133	0.49786	0.49786
FS	1.73096	2.21569	2.20128	1.25005	1.51094	1.48978	0.96959	1.19949	1.15966	1.15966	1.19949	0.96959	1.19949	1.15966	1.15966	0.96959	1.19949	1.15966	1.15966
$\tan \phi / FS$	0.33463	0.26010	0.25906	0.46243	0.35702	0.35615	0.59738	0.47196	0.48869	0.48869	0.47196	0.59738	0.47196	0.48869	0.48869	0.59738	0.47196	0.48869	0.48869
FS	1.72536	2.21974	2.22862	1.24853	1.61714	1.62109	0.96647	1.22331	1.18142	1.18142	1.22331	0.96647	1.22331	1.18142	1.18142	0.96647	1.22331	1.18142	1.18142
$\tan \phi / FS$	0.33341	0.26039	0.26102	0.46185	0.37365	0.37365	0.59557	0.47663	0.49343	0.49343	0.47663	0.59557	0.47663	0.49343	0.49343	0.59557	0.47663	0.49343	0.49343
FS	1.73164	2.21272	2.21191	1.25007	1.55929	1.54518	0.96941	1.21132	1.17008	1.17008	1.21132	0.96941	1.21132	1.17008	1.17008	0.96941	1.21132	1.17008	1.17008
$\tan \phi / FS$	0.33477	0.26021	0.25983	0.46243	0.36326	0.36386	0.59728	0.47430	0.49098	0.49098	0.47430	0.59728	0.47430	0.49098	0.49098	0.59728	0.47430	0.49098	0.49098
FS	1.72461	2.21877	2.22205	1.24850	1.58937	1.58672	0.96663	1.21277	1.17591	1.17591	1.21277	0.96663	1.21277	1.17591	1.17591	0.96663	1.21277	1.17591	1.17591
$\tan \phi / FS$	0.33325	0.26032	0.26055	0.46184	0.36696	0.36932	0.59566	0.47546	0.49224	0.49224	0.47546	0.59566	0.47546	0.49224	0.49224	0.59566	0.47546	0.49224	0.49224
FS	1.73248	2.21786	2.21587	1.25010	1.57334	1.56326	0.96926	1.21429	1.17289	1.17289	1.21429	0.96926	1.21429	1.17289	1.17289	0.96926	1.21429	1.17289	1.17289
$\tan \phi / FS$	0.33495	0.26025	0.26011	0.46244	0.36500	0.36627	0.59719	0.47488	0.49159	0.49159	0.47488	0.59719	0.47488	0.49159	0.49159	0.59719	0.47488	0.49159	0.49159
FS	1.72367	2.21842	2.21963	1.24847	1.58177	1.57628	0.96678	1.21578	1.17445	1.17445	1.21578	0.96678	1.21578	1.17445	1.17445	0.96678	1.21578	1.17445	1.17445
Resultado	Estable	Estable	Estable	Estable	Estable	Estable	No Estable	Estable	Estable	Estable	Estable	No Estable	Estable	Estable	Estable	No Estable	Estable	Estable	Estable

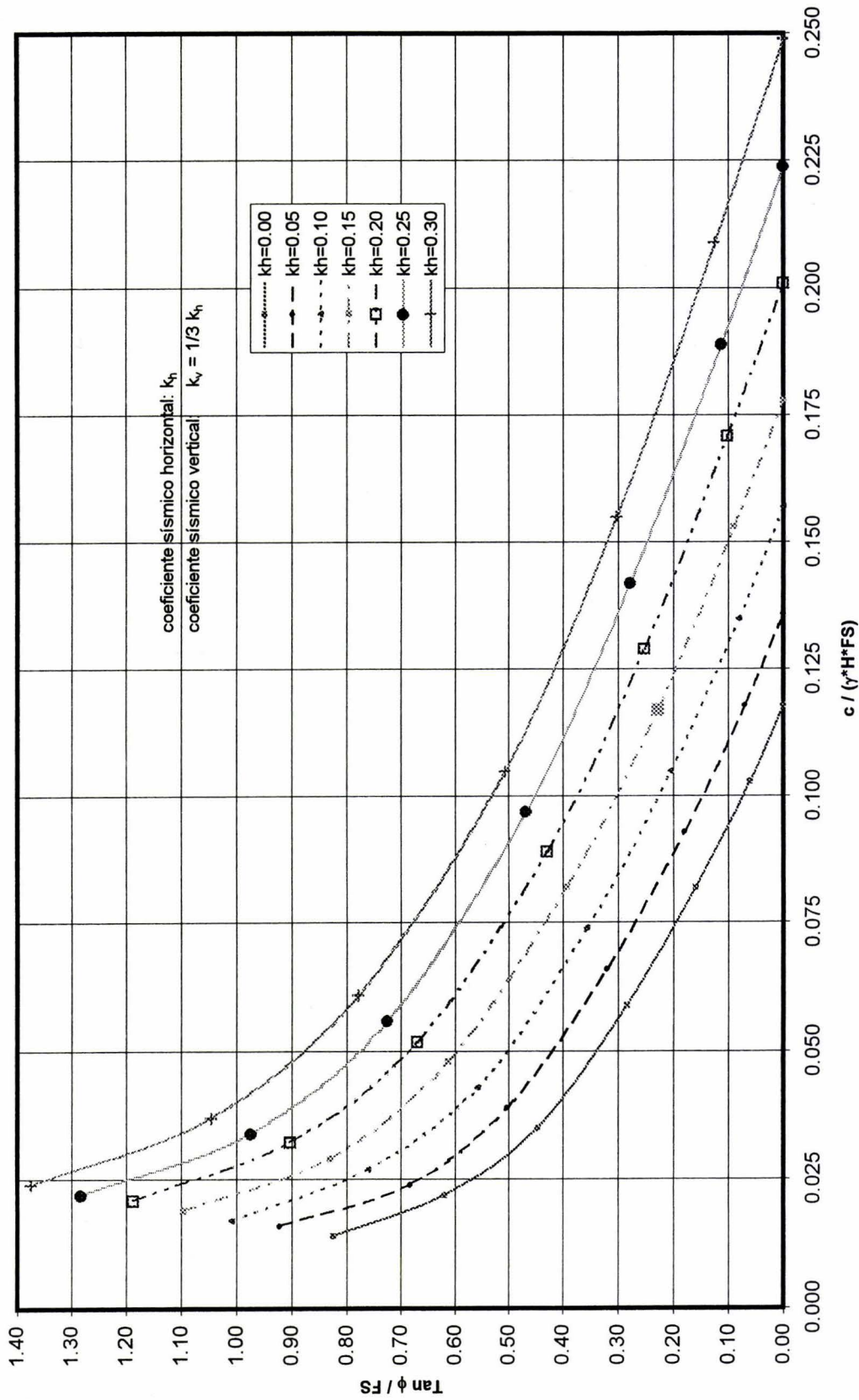


Fig. 6.34 Cartas de Estabilidad para determinar factores de seguridad (Alva 2001)
(Talud 2:1, sin filtro)

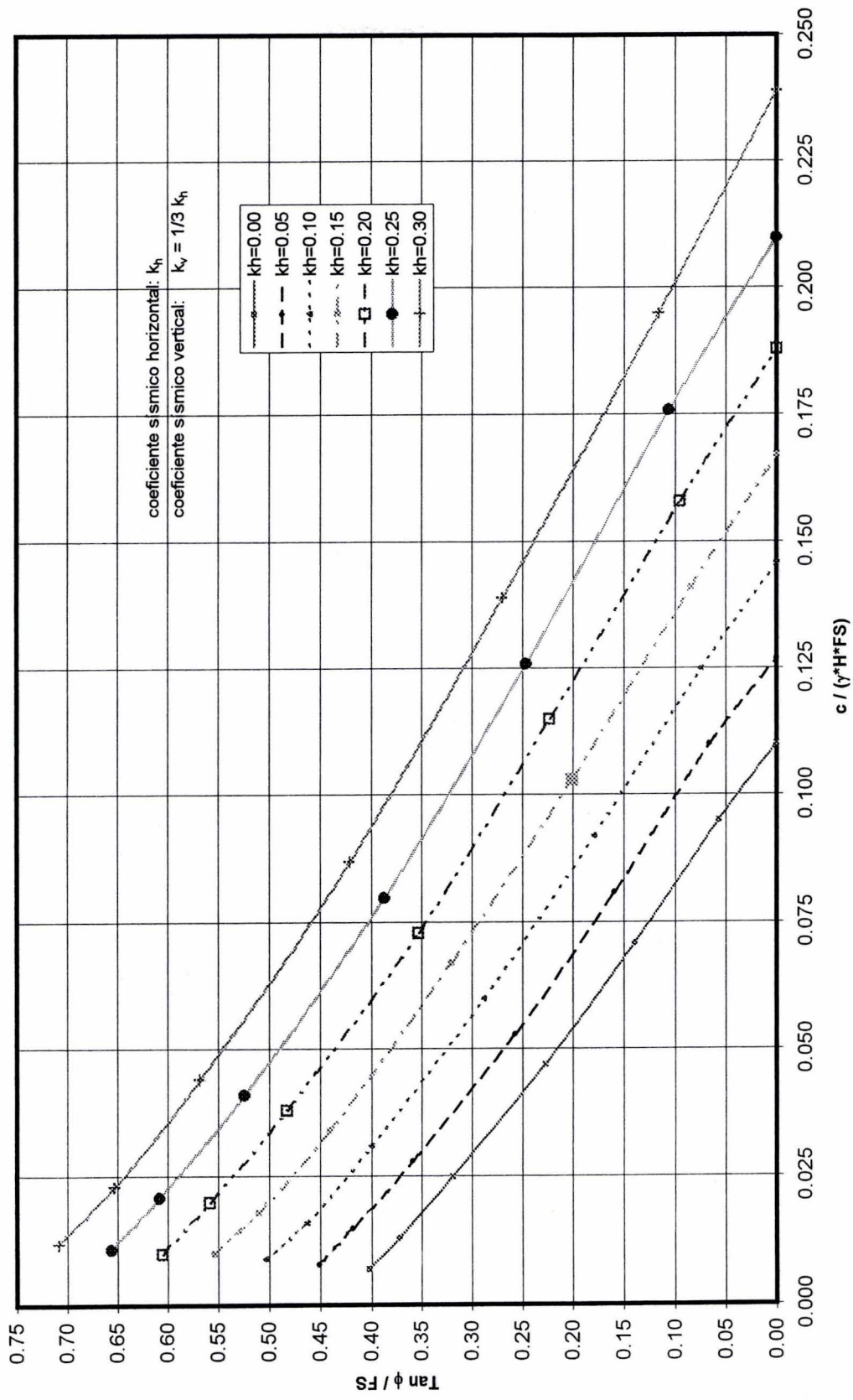


Fig. 6.35 Cartas de Estabilidad para determinar factores de seguridad (Alva 2001)
(Talud 2:1, filtro horizontal 1/2 L)

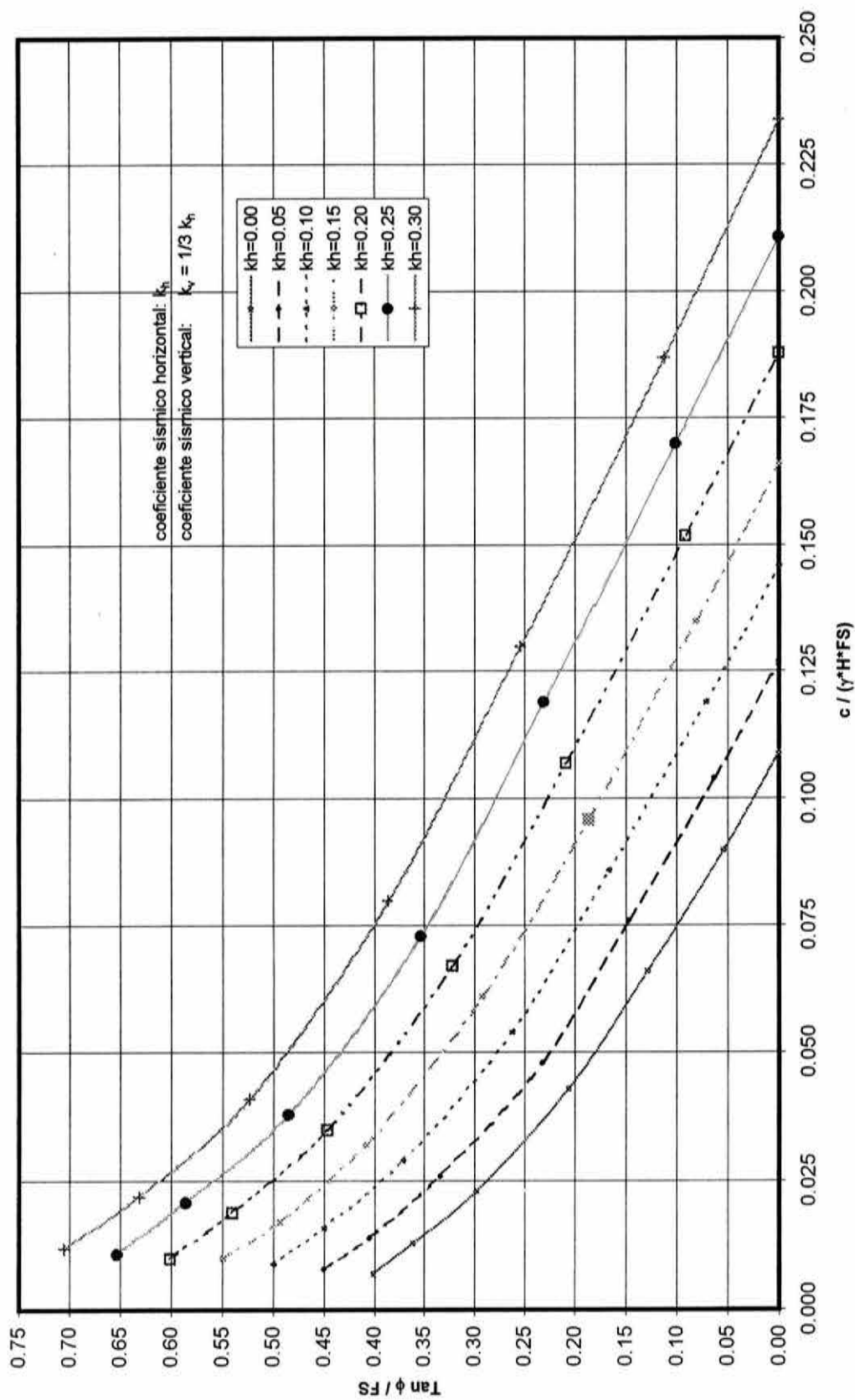


Fig. 6.36 Cartas de Estabilidad para determinar factores de seguridad (Alva 2001)
(Talud 2:1, filtro horizontal 3/4 L)

- Conforme la red de flujo se reduce por la colocación de filtros horizontales, el factor de seguridad aumenta.
- El efecto provocado por la presencia de fuerzas sísmicas induce a la inestabilidad de las estructuras estudiadas, al aumentar el valor de los coeficientes sísmicos k_h y k_v disminuye el factor de seguridad.
- La relación entre el coeficiente sísmico horizontal y vertical es de $k_v = \frac{1}{3} k_h$.

6.6.2 Cartas de Janbu

En subcap. 5.5.8.1 se presentaron las cartas de estabilidad elaboradas por Janbu (1968), estas nos permitirán revisar el bordo bajo condiciones de final de construcción, flujo establecido y vaciado rápido. Como se comento, el análisis se realiza considerando que las fallas son circulares, el suelo es homogéneo y los parámetros son constantes, en la fig 5.11 se presenta el esquema donde se tiene un talud cimentado sobre un estrato de suelo acotado por un estrato firme, el suelo y el terreno de cimentación son uniformes y caracterizados por valores constantes del peso volumétrico y cohesión.

En la tabla 6.52 se presenta el cálculo de la estabilidad utilizando las Cartas de Janbu, en ellas se observa lo siguiente:

- La condición crítica se presenta al final de la construcción del bordo ya que se tiene apenas un factor de seguridad (FS) de 0.72.
- En el análisis de vaciado rápido se tiene un FS de 1.13.
- Para el caso de flujo establecido se tiene un FS para el talud aguas arriba de 2.22, mientras que aguas abajo se 1.65.
- Este último caso es el único que podemos, de alguna manera, comparar con los resultados arrojados por las cartas de Estabilidad de Alva, el cual como se comento, sirven únicamente para cuando se tiene *flujo establecido* y determina la estabilidad para los taludes aguas abajo de una presa tipo de sección homogénea. La situación equivalente corresponde al caso 1, sin filtro y sin sismo, el cual arroja un FS de 1.72.

**Tabla 6.52 Análisis de estabilidad
Cartas Janbu**

Datos

		UU	CD
c	=	1.53 ton/m ²	1.09 ton/m ²
ϕ	=	30.00 °	30.00 °
γ_{sat}	=	2.04 ton/m ³	2.04 ton/m ³
γ_{wt}	=	1.00 ton/m ³	1.00 ton/m ³
Talud (k)	=	2.00	2.00
H	=	8.75 m	8.75 m
β	=	26.60 °	26.60 °
d (cimentado sobre terreno rocoso)	=	0.00	0.00

a) Análisis final de construcción es de tipo esfuerzo total

fig 5.11	q	=	0.00
fig 5.11	Hw	=	0.00
fig 5.13	μ_q	=	1.00
fig 5.13	μ_w	=	1.00
fig 5.13	μ_t	=	1.00
ec. 5.a	P_d	=	1.00
fig 5.11(d=0)	N_o	=	8.40
ec. 5.b	F	=	0.72 (no estable)

b.1) Análisis del flujo establecido (es de tipo esfuerzos efectivo talud aguas arriba)

	Hw	=	H'w	Para simplificar el análisis se supone que el agua exterior y el agua interior al lado del talud aguas arriba se encuentra al mismo nivel que la corona
	Hw	=	8.75	
	Hw	=	8.75	
	Hw / H	=	1.00	
	Hw / H	=	1.00	
fig 5.13	μ'_w	=	1.00	
ec. 5.a	P_d	=	0.51	
ec. 5.c	P_e	=	0.51	
ec. 5.e	$\lambda_{c\phi}$	=	4.82	
	$\cot \beta$	=	2.00	
fig 5.14	N_o	=	18.50	
ec. 5.f	F	=	2.22 (estable)	

b.2) Análisis del flujo establecido (es de tipo esfuerzos efectivo, talud aguas abajo)

	Hw	=	0.00	Se supone que el agua exterior está al nivel de la base del talud y el agua interior se encuentra a la mitad de la altura. Estas hipótesis son aproximadas de la condición del flujo de agua en la cara aguas abajo
	Hw	=	4.38	
	Hw / H	=	0.00	
	Hw / H	=	0.50	
fig 5.13	μ'_w	=	0.88	suponiendo un círculo de falla de base
ec. 5.a	P_d	=	1.00	
ec. 5.c	P_e	=	0.858	
ec. 5.e	$\lambda_{c\phi}$	=	8.11	
	$\cot \beta$	=	2.00	
fig 5.14	N_o	=	27.00	
ec. 5.f	F	=	1.65 (estable)	

3) Análisis vaciado rápido (es de tipo esfuerzos efectivo)

	Hw	=	0.00	Se supone que el agua exterior está al nivel de la base del talud y el agua interior se encuentra al nivel de la corona
	Hw	=	8.75	
	Hw / H	=	0.00	
	Hw / H	=	1.00	
fig 5.13	μ'_w	=	1.00	
ec. 5.a	P_d	=	1.00	
ec. 5.c	P_e	=	0.51	
ec. 5.e	$\lambda_{c\phi}$	=	4.82	
	$\cot \beta$	=	2.00	
fig 5.14	N_o	=	18.50	
ec. 5.f	F	=	1.13 (estable)	

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En nuestro medio, regularmente en los sitios donde se requiere alguna obra hidráulica no se cuenta con registros históricos de los gastos que pasan sobre ella. En el mejor de los casos, se cuenta con alguna estación hidrométrica varios kilómetros aguas arriba o abajo o en definitiva no se cuenta con ninguna y habrá de utilizarse alguna otra técnica para obtener los eventos de diseño.

Si en el sitio donde se construirá la obra hidráulica se cuenta con registros históricos, el problema esta resuelto, se ajustan dichos registros a la distribución de probabilidad de mejor ajuste (cap. 1) y de esta se obtiene los eventos de diseño.

Para obtener los eventos de diseño en los sitios donde no se cuenta con ninguna estación hidrométrica, se recurre a algún modelo lluvia-escurrimiento, como el del Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico (cap. 2), útil cuando se tiene cuencas grandes mayores a 200 km² o al análisis regional hidrológico (cap 3).

Una vez que se tienen los eventos de diseño, es necesario realizar los análisis hidráulicos respectivos (cap. 4), esto regularmente se realiza en flujo permanente y últimamente en flujo no permanente, este último permite conocer la evolución del gasto y nivel del agua en cada sección dada, así como conocer el tiempo de llegada del pico de la avenida. Una vez que se han realizado los análisis hidráulicos respectivos se cuenta con las dimensiones de los bordos de protección y habrá que revisar la estabilidad de los mismos (cap. 5).

Uno de los objetivos de este trabajo fue presentar las diversas metodologías y procesos de mejora continua encaminados a obtener más y mejores resultados que permitan realizar obras más seguras y económicas. Se mostraron las principales etapas de diseño para llevar a cabo el proyecto ejecutivo de obras de protección para el control de inundaciones mediante bordos en ambas márgenes del río.

En cada una de estas etapas se aplicaron varias metodologías para obtener los eventos de diseño, se compararon los resultados arrojados por cada una de estas y se seleccionó la que mejor se ajuste a los registros históricos de la estación hidrométrica Ixtepec, la cual sirvió en todo momento para calibrar los resultados arrojados por los diversos modelos aplicados. Así mismo, se aplicaron también, varios métodos para realizar los análisis hidráulicos respectivos y revisar la estabilidad de los bordos.

Como resultado de lo anterior se tiene lo siguiente:

- Debe garantizarse que se ha seleccionado la mejor distribución de probabilidad, por lo que debe analizarse el mayor número de ellas, además de estimar los parámetros por diversos métodos, así como de garantizar que la muestra de datos analizada sea homogénea e independiente.

- De los análisis de frecuencia de los registros de gastos máximos de las estaciones hidrométricas analizadas, se observa que en todas ellas rige la función Gumbel mixta.
- El HUIG es sensible a la escala del plano de donde se obtengan las características fisiográficas, no es lo mismo trabajar con un plano a escala 1:50,000, que en uno de 1:250,000, los resultados obtenidos son completamente diferentes. Para el caso de la cuenca en estudio se obtiene una cuenca de orden 3 para el plano topográfico a escala 1:250,000 y una de orden 4 para uno de 1:50,000.
- EL HUIG es sensible, también, a la velocidad característica de la corriente, los resultados son totalmente diferentes si se considera uno u otro valor. Para el caso particular de la cuenca en estudio, se analizaron velocidades características de 2.0, 2.5 y 3.0 m/s, obteniéndose resultados diferentes, al comparar estos con los obtenidos en la en la estación hidrométrica Ixtepec, se observa que para una velocidad pico de 2.5 m/s se tiene resultados muy similares.
- Es importante la experiencia y el buen criterio cuando se decide aplicar el HUIG, la existencia de elementos para calibrar el modelo sería lo mas recomendable para obtener mejores resultados.
- En todo hidrograma es muy importante conocer el gasto máximo y la forma (volumen), los dos son características importantes, esta última es de la que adolece el HUIG.
- Uno de los objetivos principales del análisis regional hidrológico, es mejorar la estimación y reducir la incertidumbre de los eventos de diseño de sitios donde existe poca o nula información.
- Dado que la función Gumbel mixta rige en todas los registros históricos de las estaciones hidrométricas analizadas y empleando el método de correlación y regresión, se obtuvo la ecuación regional Gumbel mixta, la cual muestra excelentes resultados cuando se comparan con los registrados en la estación hidrométrica Ixtepec.
- La ecuación regional es valida dentro de la región climatológicamente homogénea y podrá ser empleada para transferir información a sitios con poca o nula información hidrométrica.
- Las técnicas estación año y avenida índice arrojan resultados que difieren en mucho de los registros históricos por lo que se descartan como una técnica eficiente para este estudio.

Al realizar los tránsitos de avenidas, del sitio Ixtepec hasta el sitio Juchitán y teniendo como punto de comparación los resultados obtenidos del análisis de frecuencia de gastos en la estación hidrométrica Ixtepec, se tiene lo siguiente:

- El método del HUIG es el único que presenta un abatimiento de los hidrogramas hasta el sitio Juchitán en alrededor de un 19.8% más bajos que los registrados en Ixtepec.
- El método de análisis regional presenta, para T_r menores a 100 años, gastos mayores de hasta el 13% a los registrados en Ixtepec, mientras que para T_r mayores a 100 años presenta una reducción de solo 2%.
- El método Cruickshank-Berezowsky presenta sólo una reducción del 0.9% respecto a los registrados en Ixtepec.
- El método Hec-Ras presenta sólo una reducción del 2.6% respecto a los registrados en Ixtepec.
- En base a lo anterior, la regulación sobre el río los Perros en el tramo Ixtepec-Juchitán es poco significativa, lo que significa que es prácticamente lo mismo realizar un análisis hidráulico en flujo permanente o no permanente. Sin embargo, cuando se llega a la etapa económica, siempre será mejor realizar los análisis hidráulicos en flujo no permanente por se obtienen resultados más cercanos a la realidad.
- El análisis hidráulico definitivo se llevo acabo en flujo no permanente con el programa HEC-RAS, los análisis se realizaron para gastos asociados a periodos de retorno (T_r) de 50, 100, 500 y 1000 años. Finalmente la avenida de diseño propuesta, para el proyecto ejecutivo de los bordos de protección, es la asociada a 100 años, para la cual se obtiene una altura promedio de bordo de 8.75 m.
- Se reviso la estabilidad de los bordos con las "Cartas de Alva", la cual utiliza el método de Bishop simplificado y considera los efectos sísmicos y de filtración bajo flujo establecido, obteniéndose F.S. aceptables en la mayoría de los casos analizados.
- También se reviso la estabilidad utilizando las "Cartas de Janbu", la cual permite analizar las condiciones al final de la construcción, vaciado rápido y bajo flujo establecido. Los F.S. obtenidos son aceptables excepto que se tienen algunos problemas al final de la construcción.
- El efecto provocado por la presencia de las fuerzas sísmicas induce a la inestabilidad de las estructuras, al aumentar el valor de los coeficientes sísmicos disminuye el factor de seguridad.

- Es importante tomar en consideración las fuerzas de flujo en el análisis de estabilidad de taludes sujetas al paso del agua ya que estas tienden a disminuir el factor de seguridad.

8 BIBLIOGRAFIA

Alva, G. F., (2001). Estabilidad de Taludes en Presas de Tierra de Sección Homogénea, Considerando los Efectos de Filtración y Sísmicos. Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

Anderson, R. L.,(1941). Distribution of the Serial Correlation Coefficients, *Anal. of Math. Statistics*. Vol. 8, No. 1, March, págs1-13.

Aparicio, M. F. J., (1999) Fundamentos de hidrología de superficie, séptima reimpresión, Edit. LIMUSA, México.

Berezowsky V. M., Jiménez C. A., (1995). Flujo No Permanente en Ríos. Capítulo 6 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 574.

Campos Aranda, Daniel Francisco, (1998). Proceso del ciclo hidrológico. Tercera reimpresión. U.A.S.L.P., Edit. Universitaria Potosina.

Cunnane, C., (1988). Methods and Merits of Regional Flood Frequency Analysis. *Journal of Hydrology*. Holland:100 269-290.

Domínguez, M., R. (1997). Evaluación de Proyectos. Capítulo 24 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 577.

Escalante, S. C., (1991). Distribuciones trivariadas de valores extremos y sus aplicaciones en hidrología. Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

Eslava, M. H., (1997). Programa y Aplicación del Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

Fuentes, O. M. y Franco, V., (1999). Estudio Hidrológico para Obras de Protección. Capítulo 3 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 613.

Galvan B. E. (1997). Estimación Regional en Cuencas no Aforadas, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

Gupta, V., Waymire, E. And Wang C., (1980). A representation of an instantaneous unit hydrograph from geomorphology, *Water Resources Research*, Vol. 16, pags. 855-862, October.

Gutierrez L. M., (1994). Modelos de Transferencia de Información Hidrológica, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

Hydrologic Engineering Center, River Analysis System HEC-RAS, (2001), Water Surface Profiles, User's Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Davis CA.

Janbu, N. (1968). Slope Stability Computations, Soil Mechanics and Foundation Engineering Report, The Technical University of Norway, Trondheim, Norway.

Juárez B. E. y Rico R. A.(1997) Mecánica de Suelos. Tomo 1, décima octava reimpresión, Edit. LIMUSA, México.

Juárez B. E. y Rico R. A.(1996) Mecánica de Suelos. Tomo 2, décima quinta reimpresión, Edit. LIMUSA, México.

Juárez B. E. y Rico R. A.(1997) Mecánica de Suelos. Tomo 3, décima quinta reimpresión, Edit. LIMUSA, México.

Kite, G. W. (1988). Frequency and risk analyses in hydrology. USA: Water Resources Publications, 257p.

Lowe, III, John (1988). Stability Analysis. Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation, ed. Por R. B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, New York. 275-285.

Luna, V. J., (1997). Influencia de la modelación de la precipitación en el proceso lluvia-escorrentía, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

Maza, J. A. y García, M., (1996). Estabilidad de Cauces. Capítulo 12 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 582.

Maza, J. A. y García, M., (1996). Estabilización y Rectificación de Ríos. Capítulo 14 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 583.

Maza, J. A. y Gracia, J., (1997). Morfología de Ríos. Capítulo 11 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 590.

Maza, J. A. y Franco, V., (1997). Obras de Protección para el Control de Inundaciones. Capítulo 15 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 591.

Mejía, Z. R., (2000). Diseño, Restauración y Rehabilitación de Cauces con Materiales Naturales, VI Jornadas del CONAPHI-CHILE.

Mendoza, J. L., (1998). Geotecnia. Capítulo 23 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. 603.

Meza O. M., (1998). Análisis de Frecuencia de Gastos Máximos Anuales en una Red de Ríos, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

Santillan H. O., (1996). Estimación de Avenidas con Parámetros Geomorfológicos, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (1970)., Boletín Hidrológico Num.31, Regiones hidrológicas Núms. 19, 20, 21, y 22. Subdirección de Hidrología de la Subsecretaría de Planeación, México D.F.

Strahler, A. N, (1957). Quantitative Analysis of Watershed Geomorphology, Trans Am Geophys Union. 38(6): 913 –920.

Rodríguez–Iturbe, I. and Valdés, J., (1979). The Geomorphologic Structure of the Hydrologic Response, Water Resources Research, Vol. 15, No. 6., december.

Rodríguez–Iturbe, I. Devoto, G, and Valdés, J., (1979). Discharge response analysis and hydrologic similitary, The interrelation between the geomorphologic IUH and the storm characteristics, Water Resources Research, Vol. 15, No. 6., december.

Rodríguez – Iturbe, I., Valdés J, Fiallo Y. (1979). A Rainfall–Runoff Analysis of the Geomorphologic IUH, Water ResourCes Research, Vol. 15, No. 6.

Vega, R. O., Arreguín, C. F., (1987). Presas de Almacenamiento y Derivación, quinta reimpresión. D.E.P.F.I. Facultad de Ingeniería.

Weiss, L. L. (1964). Ratio of True Fixed-Interval Maximun Rainfall. Proceeding of the ASCE, Journal of Hydraulics Division, Vol. 90, No. Hy1, page 77 to 82. January.

Xiangyue L. L., (2001). Estabilidad de Taludes, Geotecnia en Ingeniería de Presas, IMTA, págs. 421-456.

Xiangyue L. L. y Alva G. F. (2003). Efecto del Flujo de Agua en la Estabilidad de Taludes, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XVIII, Núm. 2, abril-junio, págs, 35-52.