



# Universidad Nacional Autónoma de México

## Facultad de Ingeniería

### División de Ingeniería Civil y Geomática

**“Cálculo del Factor de Erosión de la Lluvia en las Estaciones  
Papaloapan y Cd. Alemán de la Cuenca del Papaloapan”**

TESIS  
Que presenta

**Paola Angélica Castañon Garay**

Para obtener el título de

**Ingeniero Civil**

Directora de Tesis:

**Dra. Lilia Reyes Chávez.**

Ciudad Universitaria, 2011.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



## **Agradecimientos**

**Gracias Dios** por darme la oportunidad de vivir, por haberme dado la fortuna de formar parte de una familia hermosa y maravillosa. Hoy solo soy el reflejo de ella. Tú has sido el que a diario me ha acompañado para llegar este momento tan importante, el primer gran momento de vida.

**Gracias mamá (Angélica G. Garay Noriega)** por enseñarme a tener calidad humana y ser una gran mujer, por recordarme que siempre puedo, por estar siempre, incondicionalmente a mi lado ante cualquier circunstancia, sin ti todo sería oscuro. Siéntete completamente segura que has sido la mejor madre que un hijo puede tener, si alguna vez tus ojos vuelven a derramar una lágrima asegúrate que sea de felicidad, que sea de tranquilidad, que sean lagrimas de paz. Quédate satisfecha, contenta y serena que has hecho un gran trabajo, lo hiciste muy bien, tu labor de madre ha sido la mejor, lo demás me corresponde a mí y es mi trabajo. Mi madre el pilar de la familia orgullo de mujer.

**Gracias papá (Manuel A. Castañón Rodríguez)** por ser mi orgullo, por explicarme con tu entrega y entereza el significado del amor por un hijo y poner el corazón por delante, gracias por contagiarme tu espíritu de lucha, por llenar mi vida de inmensa felicidad y seguridad. Una palabra tuya, un grito tuyo, una mirada tuya, un gesto tuyo bastó para interpretar y sentir un regaño, sentir que estabas molesto, sentir que te importo, sentir que estabas preocupado, una palmada sobre mi espalda ha sido el símbolo más sencillo que me dice que me amas. El verte a diario de pie, es motivo suficiente para continuar en esta larga lucha. Gracias a ti en 27 años nada me ha hecho falta, voltear y ver que ahí has estado y estarás me hace saber que nadie nunca me hará daño. Tú presencia e imagen es irremplazable.

Gracias por simplemente ser el mejor padre, no existe otro como tú. Nunca olvides que tú eres mi fuerza, si tú estás bien yo siempre estaré bien.

Gracias a los dos por darme el mejor ejemplo, por hacer de mí la mujer más rica y valiosa por tener una familia y creer en la misma, una riqueza que con años de trabajo y esfuerzo jamás podré comprar, el compartir su amor y cuidados con mis hermanos y conmigo es prueba fiel de que no existe algo más importante para ustedes que nosotros. Ustedes, mi familia, mi orgullo, mi mejor carta de presentación, sin ustedes este logro jamás hubiese sido real.

**Gracias Marianne Castañón Garay** porque eres un ejemplo de vida, porque desde que tú venías en camino me enseñaste a comprender que



el amor debe compartirse, pero sobre todo, tú nos has enseñado a luchar por vivir, eres ejemplo vivo de que con amor se sobrevive. Gracias por hacerme saber que no estoy sola, que juntas podemos sacar adelante lo que tú y yo sabemos. Tú me has enseñado que entre hermanos existe la amistad, la verdadera amistad, he aprendido contigo que la dedicación forma parte del éxito. Aún nos falta mucho que lograr y caminar pero recuerda que la unión hace la fuerza.

**Gracias Emmanuel Chávez González** por estar en los momentos más importantes de mi vida, por tu apoyo fiel, por tu amor y por compartir a mi lado la grandeza del amor a la familia. Gracias por la oportunidad única que me has dado de comprobar que un hijo puede tener éxito en todos los ámbitos de la vida, pero que éste va acompañado del agradecimiento a la familia, en especial a la madre. Esa entrega de hijo es la clave de tus logros.

Tú has sido testigo de mi lucha para llegar a este momento, te doy las gracias por acompañarme en este camino pedregoso. Has compartido a mi lado todo lo que forma parte de tu vida, en todos sentidos me has tendido tu mano. Quiero agradecerte todas las experiencias que hoy son parte de nuestra historia, tus consejos y cada gesto de amor hacia mí. Somos un gran equipo, "*fuerza guerrera* será siempre nuestro lema". Cierra tu puño y empátalo con el mío.

**Gracias Alicia Morales Günzel** por demostrarme a diario con tus acciones tu inmenso cariño y tu amistad hacia mí. Hace 20 años tengo la fortuna de contar contigo, experiencias hermosas, tragos amargos, risas, lágrimas, preocupaciones, enojos, sustos han sido testigos de la grandeza de contar la una con la otra. Hoy no tengo más que agradecerte la oportunidad que me has dado a lo largo de tantos años de poder ser parte de tu vida, de poder ser tu mejor amiga. Agradezco tu tiempo para escucharme, para apoyarme, para estar ahí, conmigo, en los momentos más complicados de mi vida. Eres y serás mi confidente hasta el fin de mis días. Hoy, gracias a ti puedo saber que en mi ausencia alguien cumplirá con mis encargos. Agradezco que me des la tranquilidad de saber que lucharás por ser feliz y ser exitosa. Grandes momentos nos faltan por vivir y yo siempre estaré ahí como tú lo has estado. Nuestra amistad y hermandad es para siempre. Te quiero!

**Gracias Manuel Antonio Castañón Garay** por enseñarme a creer que las personas podemos ser diferentes, me has enseñado a no perder la fe, gracias a ti se que a los hermanos se les ama aún cuando parece que ese amor no es reciproco, se les ama incondicionalmente a pesar de sus



grandes errores. La conexión que existe entre tú y yo es única, ya que siento y percibo cuando algo bueno o malo te pasa sin necesidad que me lo digas. Sé que Dios algún día me demostrará que me he equivocado al pensar que no has olvidado.

**Gracias Martha Noriega Fuentes y Roberto Garay García** por enseñarme el valor de la sencillez, con ustedes he aprendido que lo más valioso de un ser humano es la esencia del mismo. Mis mejores recuerdos de la infancia los llevo tatuados en la mente y en el corazón, porque los viví a su lado. Soy una mujer afortunada por contar con dos seres que comparten sus años de vida, de experiencia y de amor a mi lado, son más que mis abuelos. Mamá Martha eres mi escudo para caminar a diario con actitud de triunfo, eres mi ejemplo de mujer luchadora, inteligente, sincera, honesta, insaciable, que lleva en la frente valores insustituibles, de ti he aprendido tanto, que me siento feliz de saber que aún existes y puedes disfrutar a mi lado de esta meta.

**Gracias Socorro Rodríguez Solís y Norma Castañón Rodríguez** por ser parte de mi familia, por ser ejemplo de amor. Mi memoria me dice que ustedes han sido piezas clave en mi vida. Un sabio me dijo, que nunca se debe olvidar la generosidad y la bondad de las personas, siempre existe el inicio y el fin en una historia, siendo ustedes parte de la misma.

**Gracias Dr. Fernando D. François Flores** por su apoyo absoluto e incondicional brindado a mi familia, gracias por su amistad, por su generosidad, por su bondad, por su cariño, por escucharme, hoy tengo una segunda oportunidad de vida gracias a usted. Indudablemente el talento forma parte de su vida.

**Gracias Octaviano Roque Oms** por ser mi mejor amigo, por enseñarme que el mundo profesional no es sencillo, por compartir lo más sagrado que tienes, tú familia. Una y mil veces me has tendido tu mano, tu hombro, hemos compartido juntos experiencias que nos han golpeado, pero también hemos vivido grandes momentos, hemos aprendido y crecido juntos.

Agradezco infinitamente tu confianza en todos aspectos, tú me enseñaste que debo luchar hasta ganar la guerra o perder la vida y así será, solo te pido que estés ahí, a mi lado.

**Gracias Ing. Daniel A. Morales Serrat** por brindarme su confianza, amistad y facilitarme los medios del mundo profesional, su ayuda ha sido vital y fundamental en el peregrinar para llegar a éste logro, sin su apoyo todo hubiese sido más complicado. Le doy gracias por traer a este mundo a mi



mejor amiga, la persona con la que a diario comparto grandes momentos. Gracias por ser parte de mi familia.

**Gracias a la Facultad de Ingeniería de la UNAM**, que por medio de su cartera de excelentes profesores he cumplido con este proceso, gracias a la **Dra. Lilia Reyes Chávez** por todo su apoyo en la realización de este proyecto. Gracias UNAM por darme las armas para salir a la guerra del interminable mundo profesional.

Gracias a todos los que han formado y son parte de mi historia, de mi crecimiento, gracias por caminar en esta línea de vida a mi lado, gracias por ser testigos, apoyo fiel e incondicional y enseñarme que la vida está llena de buenos momentos, no existen palabras que expresen la inmensa felicidad que siento por saber que existen o existieron:

- |                              |                                |
|------------------------------|--------------------------------|
| Alicia Morales Günzel        | Margarita Varela de Garay†     |
| Angélica G. Garay Noriega    | Marianne Castañón Garay        |
| Carlos Raúl Santamaría Garay | Maricela Garay Noriega         |
| Corina Garay Varela          | Martha Carla Garay Noriega     |
| Daniel A. Morales Serrat     | Martha Noriega Fuentes         |
| Eduardo Garay García         | Norma Castañón Rodríguez       |
| Emmanuel Chávez González     | Octaviano Roque Oms            |
| Fernando D. François Flores  | Roberto Castañón Rodríguez     |
| José Garay García†           | Roberto Garay García           |
| Manuel A. Castañón Garay     | Roberto R. Garay Noriega       |
| Manuel A. Castañón Rodríguez | Socorro Rodríguez de Castañón† |

Mi amor y mi cariño es incondicional hacia ustedes.

*Sinceramente,*  
**Paola Angélica Castañón Garay**



## Índice

<b>Introducción</b>	1
<b>1. Variables que integran la estabilidad y rectificación de cauces</b>	1
1.1 Definición de espigones y gaviones	1
1.1.1 Espigones	1
a) Localización en planta	1
b) Longitud de los espigones	2
c) Forma de los espigones en planta	3
d) Separación entre espigones	3
d.1) Separación entre tramos rectos	3
d.2) Separación en curvas	4
e) Separación y longitud de los primeros espigones	4
f) Pendiente longitudinal, elevación y ancho de la cresta de los espigones	5
g) Orientación de los espigones	5
h) Permeabilidad de los espigones	6
i) Socavación local al pie de espigones	6
1.1.2 Gaviones	7
1.1.2.1 Estabilidad de la estructura de gaviones	8
1.2 Cálculo de tirante normal y tirante crítico	9
1.2.1 Elementos geométricos de la sección transversal	10
a) Profundidad o tirante ( $d$ , $h$ )	10
b) Ancho medio de la superficie libre ( $B$ )	10
c) Área hidráulica ( $A$ )	10
d) Perímetro mojado ( $P$ )	11
e) Radio hidráulico ( $R_h$ )	11
f) Tirante hidráulico ( $D$ )	11
g) Factor de la sección ( $z$ )	11
h) Factor de la sección	11
1.3 Tipos de flujo	12
1.3.1 Flujo Permanente y no Permanente	12
1.3.2 Flujo uniforme y variado	12
1.3.3 Flujo Laminar y Turbulento	16
1.3.4 Flujo subcrítico y flujo supercrítico	17
1.4 Ecuación de Continuidad	18
1.5 Ecuación de la Energía Específica	18
1.6 Ecuación de Impulso y Cantidad de Movimiento	21
1.7 Salto Hidráulico	22





1.7.1 Tipos de saltos	23
1.7.2 Ecuación del Salto Hidráulico	24
1.8 Cálculo del Tirante Crítico y Normal	26
1.8.1 Determinación de la sección Crítica	26
1.8.1.1 Tirante crítico sección rectangular	28
1.8.1.2 Tirante crítico para la Sección Triangular	28
1.8.1.3 Tirante crítico para la Sección Trapecial	29
1.8.2 Calculo del tirante normal	29
1.8.2.1 Ecuación de Manning	30
1.9 Muros de retención	37
1.10 Socavaciones	40
1.10.1 Formas de socavación	41
1.10.2 Tipos de socavación	41
<b>2. Construcción de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno</b>	<b>44</b>
2.1 Obtención de dato	44
2.1.1 Instrumentos de medición de la precipitación	45
2.1.2 Curva masa	46
2.2 Métodos de Regresión	47
2.2.1 Método de regresión lineal simple	47
2.2.2 Regresión lineal Múltiple	51
2.2.2.1 Hipótesis sobre el término del error	52
2.2.2.2 Hipótesis sobre las variables independientes	54
2.2.2.3 Hipótesis sobre los parámetros del modelo	54
2.2.2.4 Medidas de Bondad de Ajuste	57
2.2.2.5 Análisis estadístico	59
2.3 Funciones de probabilidad	60
2.3.1 Distribución exponencial con un parámetro $\beta$	60
2.3.2 Distribución exponencial de dos parámetros $\beta$ y $x_0$	61
2.3.3 Distribución Normal	61
2.3.4 Distribución Log Normal con dos parámetros	62
2.3.5 Distribución Log Normal con tres parámetros	62
2.3.6 Distribución Gamma con dos parámetros	63
2.3.7 Distribución Gamma con tres parámetros	63
2.3.8 Distribución de valores extremos tipo I (Gumbel)	64
2.4 Estimación de parámetros por el Método de Momentos	65
2.4.1 Distribución exponencial con un parámetro ( $\beta$ )	66
2.4.2 Distribución exponencial de dos parámetros $\beta$ y $x_0$	67
2.4.3 Distribución Normal	67
2.4.4 Distribución Log Normal con dos parámetros	67
2.4.5 Distribución Log Normal con tres parámetros	67







2.4.6 Distribución Gamma con dos parámetros	68
2.4.7 Distribución Gamma con tres parámetros	68
2.4.8 Distribución de valores extremos tipo I (Gumbe	68
2.5 Límites de confianza	69
2.5.1 Distribución Normal	70
2.5.2 Distribución Log Normal con 2 parámetros	71
2.5.3 Distribución de valores extremos tipo I (Gumbel)	71
2.6 Cálculo de homogeneidad de una muestra	71
2.6.1 Prueba estadística de Helmer	72
2.6.2 Prueba estadística t de Student	73
2.6.3 Prueba estadística de Cramer	75
2.7 Determinación de independencia de una muestra	76
2.8 Prueba de bondad de ajuste	77
2.9 Análisis de frecuencias de gastos máximos anuales	78
<b>3. Pérdida de suelos</b>	80
3.1 Tipos de suelos	80
3.1.1 Suelos Gruesos	80
3.2 Identificación de suelos	86
3.2.1 Identificación de campo de suelos grueso	86
3.2.2 Identificación de campo de suelos finos	87
3.2.2.1 Consistencia	87
3.2.2.2 Tenacidad	88
3.2.2.3 Resistencia al estado seco	89
3.2.2.4 Color	90
3.2.2.5 Olor	90
3.3 Carta de plasticidad y las propiedades físicas del suelo	90
3.4 Instrumentos y técnicas de medición	91
3.4.1 Tipos de sondeos	91
3.4.2 Métodos de sondeo definitivo	105
3.5 Tipos de erosión en Suelos	107
3.5.1 Causas de la erosión	107
3.6 Fórmula Universal de la Pérdida del Suelo (RUSLE)	110
3.6.1. Erosividad de la lluvia (Factor R)	111
3.6.2. Erodabilidad del suelo (K)	112
3.6.3. Factor topográfico (LS)	115
3.6.4. Factor de manejo de cobertura (C)	117
3.6.4.1 Subfactor de uso previo (PLU)	119
3.6.4.2 Subfactor de cobertura de dosel (CC)	120





3.6.4.3 Subfactor de cobertura superficial (SC)	120
3.6.4.4 Subfactor de rugosidad de la superficie (SR)	121
3.6.4.5 Subfactor de agotamiento de la humedad del suelo (SM)	121
3.6.5. Prácticas de control de la erosión (P)	122
<b>4. Estabilidad de taludes</b>	124
4.1 Factores que influyen en la estabilidad de un talud	124
4.1.1 Condición de presión de poro y vaciado rápido	129
4.2 Tipos de falla	129
4.2.1 Falla por deslizamiento superficial	131
4.2.2 Falla por rotación	132
4.2.3 Falla local	132
4.2.3.1 Falla de pie	133
4.2.4 Falla de base	133
4.2.5 Falla por traslación	134
4.2.6 Falla por flujo	135
4.2.7 Falla por licuación	135
4.3 Análisis bidimensional	136
4.3.1 Hipótesis utilizadas en los análisis de estabilidad de taludes	136
4.3.2 Métodos empíricos	138
4.3.3 Métodos simplificados	138
4.3.3.1 Taylor	140
4.3.3.2 Janbu	140
4.3.3.3 Bishop – Morgenstern	146
4.3.4 Métodos detallados o rigurosos	146
4.3.4.1 Análisis de superficies planas	147
4.3.4.2 Fellenius	149
4.3.4.3 Bishop modificado	150
4.3.4.4 Janbu simplificado	152
4.3.4.5 Morgenstern – Price	152
4.4 Estabilidad dinámica	153
4.4.1 Análisis seudoestático	153
4.4.2 Análisis dinámico	154
4.4.3 Método Mononobe-Okabe	157
4.5 Método del elemento finito para el cálculo del factor de seguridad	158
4.6 Tipos de análisis para las diferentes condiciones de talud	159
4.6.1 Análisis para corto plazo	159
4.6.2 Análisis para largo plazo	160
4.6.3 Vaciado rápido	160
<b>5. Aplicaciones</b>	161
<b>6. Conclusiones/recomendaciones</b>	184
<b>7. Bibliografía</b>	187





## Introducción

México es un país con amplias y diversas características en su geografía, topografía, hidrología, geología, clima, entre otros aspectos. Se localiza en el extremo meridional de América del Norte, posee un enorme litoral bañando por el océano pacífico. Dos grandes cadenas montañosas dan forma a la topografía, la Sierra Madre Occidental y al sureste se localiza la Sierra Madre Oriental. La presencia de éstas en las cercanías de las costas ocasiona que los ríos de México sean en general cortos y de caudal relativamente modesto. La Comisión Nacional del Agua ha dividido a México en 13 regiones hidrológico-administrativas, que son agrupaciones de cuencas que procuran respetar los límites municipales, para integrar con facilidad la gestión socioeconómica.

Dado las características anteriormente mencionadas el territorio Nacional es susceptible a cambios drásticos de clima, que han provocado diversos fenómenos naturales que han puesto en peligro condiciones humanas, ambientales y de infraestructura. Tal es el caso de las intensas precipitaciones en el mes de enero y febrero de 2010. Las lluvias se originaron por una masa húmeda sobre el Pacífico, aunada a la presencia del fenómeno "El Niño", que en la temporada invernal de febrero de 2010 la extendió sobre el territorio nacional. Impactando en grados diversos al D.F. y 19 entidades federativas del país. Las entidades más afectadas fueron Michoacán, el D.F. y el Estado de México. A consecuencia de éste fenómeno se deslavó un cerro en la carretera Toluca-Temascaltepec, en el Estado de México; donde el deslave cubrió un área de 50 metros de la carretera, el desgajamiento de cerros, aludes de lodo y piedra en los municipios de Zitácuaro, Angangueo y Ocampo, el colapso de un muro de contención del canal de La Compañía, aguas negras inundaron el municipio Valle de Chalco. Más de 2 mil viviendas quedaron anegadas, así como también un tramo de la autopista México-Puebla. El municipio fue declarado zona de desastre, al igual que Ecatepec y Nezahualcóyotl.

Por lo anterior, el capítulo 1 hace referencia a estructuras que sirven para alejar las líneas de corriente de agua con alta velocidad de la orilla, evitando que material de la margen pueda ser transportado y se erosione. Se hace un análisis de las variables que integran la estabilidad en cauce o canal, así como aspectos hidráulicos específicos de éstos.

El capítulo 2, plantea el desarrollo de la metodología para obtener las curvas intensidad, duración-periodo de retorno utilizando datos obtenidos de las estaciones Cd. Alemán y Papaloapan. Los cálculos desarrollados en este tema





están basados en la probabilidad y metodologías matemáticas como es la regresión lineal simple, entre otras.

El capítulo 3 tratará de la clasificación de suelos, cómo identificarlos, propiedades físicas del suelo, instrumentos y técnicas de medición, tipos de erosión y la formula universal de pérdida del suelo según RUSLE.

La Estabilidad de taludes se tratará en el capítulo 4, donde se desarrollarán los factores que influyen en la estabilidad de un talud, tipos de falla, análisis bidimensional, estabilidad dinámica, y finalmente los tipos de análisis para las diferentes condiciones de salud.

En el capítulo 5 se harán las aplicaciones y se obtendrán las curvas intensidad-duración-periodo de retorno para las estaciones Papaloapán y Ciudad Alemán con la finalidad de poder calcular la energía erosiva del agua precipitable, variable que es necesaria para manejar la ecuación de Pérdida de Suelos.

Finalmente en el sexto capítulo se establecen las conclusiones y/o recomendaciones formuladas en el capítulo anterior, a la par de reflexionarlo con los cuatro capítulos desarrollados anteriormente.





## 1. Variables que integran la estabilidad y rectificación de cauces

### 1.1 Definición de espigones y gaviones

#### 1.1.1 Espigones

Los espigones son estructuras interpuestas a la corriente con la característica de que, uno de sus extremos está unido a la margen. Sirven para alejar las líneas de corriente con alta velocidad de la orilla, y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y se erosione. Además, los espigones facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una protección adicional de la orilla.

Los datos necesarios para el diseño de los espigones son la topografía y batimetría del río en la zona por proteger, secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas, características hidráulicas de la corriente como son, el gasto dominante y el gasto asociado a un periodo de retorno entre 50 y 100 años, la elevación de la superficie del agua correspondiente a esos gastos, así como las velocidades medias de los escurrimientos, la velocidad de flujo a lo largo de las orillas por proteger; la granulometría, peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce, y finalmente los materiales de construcción disponibles.

Los aspectos más importantes de tomar en cuenta al diseñar una protección a base de espigones son:

**a) Localización en planta.**- Al ubicar una obra de defensa, ya sea respecto de la orilla actual o bien de una nueva margen (al hacer una rectificación) se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas delinear una frontera, generalmente, paralela a dicho eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones. La longitud de cada espigón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

La separación entre las nuevas orillas de defensa podrá ser igual al ancho estable del río teniendo en cuenta el cambio de pendiente, si se rectificó el río o si éste será navegable o no. Analíticamente el ancho estable se obtiene en función del gasto dominante, características físicas del material del fondo, orillas y de la pendiente del río.

Cuando se trata de rectificar un tramo de río o defender sus curvas, si las márgenes son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvaturas  $r$ , medidos hasta el eje del río deben estar comprendidos entre los siguientes límites:





$$2 \delta B = \delta r = 8B \quad 1.1$$

Dónde:

$B$  Ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos,  $m$   
 $r$  radio de la curvatura

Con la recomendación anterior, las mayores profundidades siempre se encuentran cercanas a la orilla exterior de la curva.

Al proteger una curva aislada de un río con espigones las márgenes de las curvas situadas aguas arriba no deberán de ser erosionadas y la corriente deberá incidir contra la margen protegida.

Si esto último no ocurre, al paso del tiempo, el río escurrirá por otro sitio, abandonando completamente los espigones que fueron colocados. Por ello en ríos de planicie que son divagantes o que sufren erosión constantemente en sus curvas, se deben proteger.

**b) Longitud de los espigones.** La longitud total de un espigón,  $L$ , se divide en dos, la longitud de anclaje o empotramiento,  $L_e$ , y la longitud de trabajo,  $L_t$ . La primera es la que inicialmente está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente. Así:

$$L = L_t + L_e \quad 1.2$$

La longitud de trabajo  $L_t$ , normalmente debe estar comprendida entre los siguientes límites:

$$\delta d = \delta L_t = B/4 \quad 1.3$$

Donde:

$d$  Tirante del río asociado al gasto de diseño  
 $L_t$  Longitud de trabajo  
 $B$  Ancho medio de la superficie libre

En los ríos de planicie  $d$  es la distancia vertical entre la elevación de la





margen y la elevación del fondo del río.

Los espigones pueden construirse sin tener longitud de anclaje, es decir, sin que penetre en la margen, por lo tanto  $L_e = 0$ , la longitud máxima de anclaje recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo,  $(0.25 L_t)$ ; el empotramiento solo se justifica cuando no se puede permitir que falle ninguno de los espigones, esto se presenta cuando hay una población en la margen que se desea proteger. Cuando el procedimiento sea costoso es conveniente reducir la separación entre los espigones.

**c) Forma de los espigones en planta.** La forma en planta de los espigones puede ser recta, curvados aguas arriba o aguas abajo, en L con el brazo dirigido hacia aguas abajo y en T. Los más usuales son los rectos por su facilidad constructiva y por ser más económicos. Los espigones con forma de L o T son los más costosos, ya que su parte extrema debe construirse en la zona más profunda del río.

Cuando el fondo del cauce es gradual o bien se tienen tramos rectos se recomienda usar los espigones rectos y cortos. En cambio los que tienen forma de T son más adecuados para cauces angostos, generalmente, un diseño usando el tipo recto debe proporcionar una adecuada protección de las orillas y producir sedimentación entre los espigones.

**d) Separación entre espigones.**-La distancia entre espigones, se mide en la orilla entre los puntos de arranque de cada uno y depende de la longitud del espigón de aguas arriba y de su orientación, así como de la configuración del margen.

Para calcular la separación entre dos espigones, se toma en cuenta la expansión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo del espigón. Normalmente se considera que el ángulo de expansión  $\beta$  varía entre  $9^\circ$  y  $11^\circ$ .

Si los espigones están muy cercanos entre sí trabajan menos eficientemente y su costo es mayor.

**d.1) Separación entre tramos rectos.**- Para la separación entre espigones en un tramo recto, cuando la línea extrema de defensa y la margen son paralelos sin empotramiento en la orilla, se recomienda lo siguiente:





Ángulo	Separación, $S_s$
70° a 90°	(4.5 a 5.5) LT
60°	(5 a 6) LT

Tabla 1.1 Separación recomendada en función de  $\beta$ .

**d.2) Separación en curvas.**- La separación entre espigones ubicados en las márgenes exteriores de las curvas regulares y que presentan un radio único de curvatura, puede variar entre los límites siguientes:

$$S_c = (2.5 \text{ a } 4) Lt \quad 1.4$$

Donde:

$Lt$  Longitud de trabajo

Cuando la margen es irregular, la separación entre espigones deberá obtenerse en forma gráfica. Al mismo tiempo quedan fijadas sus longitudes y ángulos de orientación.

**e) Separación y longitud de los primeros espigones.** Al diseñar la defensa marginal de un tramo de río los primeros espigones de aguas arriba se diseñan con las expresiones:

$$F_n = gs \cos \theta \quad 1.5$$

$$F_t = gs \sin \theta \quad 1.6$$

Donde:

$F_n$  Componente Normal

$F_t$  Componente Tangencial

$gs$  Peso sumergido de un cierto volumen de material de protección

$\theta$  Ángulo

Para ello en el tramo recto aguas arriba de la primera curva, la línea extrema de defensa que se une con la margen hacia aguas arriba de la primera curva, forma un ángulo,  $\gamma$ , que varía entre 8° y 10°.







**f) Pendiente longitudinal, elevación y ancho de la cresta de los espigones.**

Los espigones pueden ser construidos con pendiente horizontal o teniendo una pendiente hacia el centro del río que pueda llegar a ser de 0.25. Los de cresta horizontal se construyen cuando se desea reducir artificialmente el ancho del río, y con una pendiente longitudinal cuando se desea proteger una margen o rectificar un tramo de río.

La elevación del punto de arranque de un espigón en ríos de planicie, será igual a la elevación de la margen; para ríos en zonas intermedias o de montaña será igual a la elevación del agua que corresponda al gasto dominante. El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 50 cm sobre el fondo actual o la elevación que tiene el agua durante el momento de la construcción, la que debe efectuarse en la época de estiaje.

El ancho de la corona de los espigones depende de los materiales con que se forman y del procedimiento de construcción empleado.

**g) Orientación de los espigones.-** Los espigones pueden estar orientados, hacia aguas abajo o aguas arriba, o también ser normales a la dirección del flujo. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma el eje longitudinal del mismo con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espigón y medido hacia aguas abajo.

Cada orientación tiene diferente influencia sobre la corriente y por lo tanto un efecto diferente sobre la socavación y depósito de material alrededor de él. Se ha observado que los espigones orientados hacia aguas arriba producen más depósito de sedimento en la orilla aguas abajo que los que están orientados  $90^\circ$  con respecto al flujo. Los espigones colocados normales al flujo solo protegen áreas pequeñas mientras que los que están dirigidos hacia aguas arriba resisten mejor al poder erosivo de la corriente, esto se basa en las observaciones realizadas por Samide y Backstead (1975). Sin embargo, Franco (1976) dice que el espigón dirigido hacia aguas abajo presenta un mejor comportamiento desde el punto de vista de socavación, depósito, tirante del canal, alineamiento y que el orientado hacia aguas arriba produce más disturbios al flujo.

En un tramo recto en una curva regular conviene que los espigones formen





un ángulo  $\alpha$  de  $70^\circ$  con la dirección de la corriente, si la curva es irregular y, aún más, si tiene un radio de curvatura menor de  $2.5 B$ , donde  $B$  es el ancho de superficie libre, los ángulos de orientación serán menores de  $70^\circ$  y pueden alcanzar valores hasta de unos  $30^\circ$ .

El espigón no debe provocar cambios bruscos en la dirección de la corriente, más bien debe desviarla gradualmente hacia el sitio en estudio. Los espigones deben colocarse antes del punto donde la corriente empieza a salirse del curso deseado. Si el primer espigón se coloca aguas abajo de donde comienza la socavación provoca que la corriente haga un camino por el extremo de él y como consecuencia de ello se ocasione su destrucción.

**h) Permeabilidad de los espigones.** Los espigones pueden ser impermeables o permeables. Los primeros alejan de la orilla las líneas de corriente con alta velocidad, mientras que los segundos reducen la velocidad del flujo por abajo de su límite erosivo y con ello provocan el depósito de material.

Los espigones se pueden construir con una gran variedad de materiales, como son, por ejemplo, tabla-estacas de madera o concreto, troncos de árboles, ramas, elementos prefabricados de mortero, concreto, acero y con gaviones (cajas formadas con mallas de alambre).

**i) Socavación local al pie de espigones.-** La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción cuando se utilizan elementos que están sujetos entre sí (bolsas, piedras, gaviones, etc.). Si la velocidad es mayor de  $50 \text{ cm/s}$  conviene recubrir el fondo sobre el que descansará el espigón con una capa de piedra de unos  $30 \text{ cm}$  de espesor, y después construir el espigón de la orilla hacia el centro del cauce, esto necesariamente tendrá que hacerse desde barcazas.

Para obtener la socavación al pie del extremo de un espigón, se utiliza la ecuación obtenida por Maza al utilizar los datos y el criterio de Latuschenkov.

$$Y_s = 0.855 d_0 [ 4.17 + \ln Q_1/Q ] e^{(0.0028\alpha - 0.24k)} \quad 1.7$$

Donde:





- $Y_s$  Erosión máxima en el extremo de espigón, medida desde la superficie libre del agua y el fondo de la socavación asociada al  $Q$ .
- $d_0$  Profundidad de flujo en la zona cercana al extremo del espigón no afectada por la erosión
- $\alpha$  Orientación del espigón
- $k$  Talud del extremo del espigón
- $Q$  Gasto para un periodo de retorno entre 25 y 50
- $Q_1$  Gasto teórico que podría pasar por la zona ocupada por el espigón

$$Q_1 = (Q/d)L \quad 1.8$$

Donde:

- $L$  Longitud del espigón proyectada en un plano perpendicular a la dirección del flujo.

### 1.1.2 Gaviones

Se define un Gavión como una caja en forma prismática regular, fabricado con malla metálica de triple torsión de alambre galvanizado clase III. La Malla tiene la rigidez necesaria que facilita la instalación del gavión.

Los muros de Gaviones están diseñados para mantener una diferencia en los niveles de suelo en sus dos lados constituyendo un grupo importante de elementos de soporte y protección cuando se localiza en lechos de ríos.

La profundidad de socavación para un espigón hecho con gaviones puede ser calculada con diferentes formulas, la flexibilidad del gavión ayuda a mantener la seguridad de la estructura si la socavación que se presenta es mayor que la calculada, en cambio un espigón de enrocamiento no tiene el mismo margen de seguridad.

No hay que perder de vista que la erosión hídrica acelerada es considerada sumamente perjudicial para los suelos, pues debido a éste fenómeno, grandes superficies de suelos fértiles se pierden; ya que el material sólido que se desprende en las partes media y alta de la cuenca provoca el azolvamiento de la infraestructura hidráulica, eléctrica, agrícola y de comunicaciones que existe en la parte baja.





En ríos, el gavión acelera el estado de equilibrio del cauce. Evita erosiones, transporte de materiales y derrumbamientos de márgenes, además el gavión controla los volúmenes debidos a gastos mayores a los presentados protegiendo valles y poblaciones contra inundaciones.

### **1.1.2.1 Estabilidad de la estructura de gaviones.**

En aquellos lugares donde la roca se encuentra a grandes distancias o no existe una alternativa viable, es posible utilizar gaviones de dimensiones variables, adecuados al proyecto, dispuestos en una o varias hiladas, según sea la altura que debe guardar el espigón.

Las diferentes secciones transversales de un gavión, se proyectarán de acuerdo al empuje del agua que deberá soportar, considerando además en las secciones sumergidas el esfuerzo cortante de la corriente para el gasto máximo de diseño.

El espigón construido con gaviones tiende a ser más pequeño que el de enrocamiento. Como la finalidad de los espigones es desviar la dirección del flujo esto provoca socavación a lo largo de las líneas de corriente bien definidas y como consecuencia de ello se da más profundidad al cauce, esto último es útil cuando se desea que el río sea navegable. Los espigones hechos con gaviones son semi-permeables ya que primero desvían a la corriente antes que reducir la velocidad de la misma, además tienen la suficiente capacidad de deformación en su estructura. Al acumularse limo alrededor y dentro del espigón ayuda a que se desarrolle vegetación lo cual provoca que la estructura se consolide dentro de la nueva orilla y esto ayude en el control de la erosión.

Si el escurrimiento amenaza con llegar a la orilla donde está empotrado el espigón se debe dar una pequeña protección marginal a ambos lados del espigón.

El espigón construido con gaviones no requiere de una excavación previa para colocarlos, si se espera tener una socavación grande se podrá hacer una pequeña excavación que puede ser útil para minimizar el tamaño del asentamiento diferencial; también este tipo de espigón puede ser colocado directamente sobre el fondo del cauce o bien sobre una losa, este último formada con un gavión tipo colchoneta.

Por otra parte si el fondo del cauce no está formado por roca o piedras





grandes se coloca una platea de protección formada por una colchoneta, ésta platea puede ser eliminada si el espigón es pequeño (1 ó 2 *m* de altura y hasta 5 *m* de ancho). Los gaviones que forman la colchoneta son planos, se colocan sobre el lecho del río, están rellenos con material de 10 a 20 *cm* de diámetro y se alambran unos con otros. La flexibilidad de la colchoneta asegura que éste siga la forma de la socavación que se presenta en la punta del espigón. La colchoneta puede ser delgada (menor o igual a 0.5 *m*), pero con el peso suficiente para conservarla sobre el fondo, resistir el arrastre producido por la corriente y cualquier tendencia a levantarse. La longitud de la platea es función de la socavación esperada, la experiencia ha mostrado que dicha longitud puede variar entre 1.8 y 6.0 *m*.

Para que la colchoneta de protección sea adecuada debe extenderse hasta que alcance la máxima socavación que puede presentarse.

La colocación de la colchoneta no requiere de una preparación previa solo bastará con alisar la superficie con la ayuda de un tractor, en caso de que el tirante de agua sea apreciable se arman los gaviones y se colocan con ayuda de la grúa.

No es recordable la construcción de un solo espigón ya que ello ocasiona que se presenten remolinos provocando problemas en el sistema, por ello es conveniente utilizar tres espigones.

La punta del espigón debe quedar a una altura igual a la del nivel mas bajo del agua y se bisela, el otro extremo pegado a la orilla se recomienda que quede 30 *cm* por encima del nivel más alto del agua y anclado al margen.

## 1.2 Cálculo de tirante normal y tirante crítico

En el subcapítulo anterior se mencionó la necesidad de conocer las variables hidráulicas como son: el tirante hidráulico, el ancho de superficie libre entre otras.

A continuación se definirían las variables hidráulicas que son comúnmente usadas en función de la sección transversal.

En la obtención de los diferentes tipos de tirantes en canales naturales dependen indiscutiblemente de la forma de la sección geométrica en la cual se está trabajando.

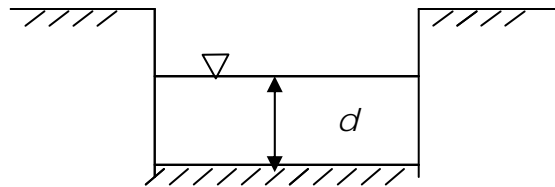




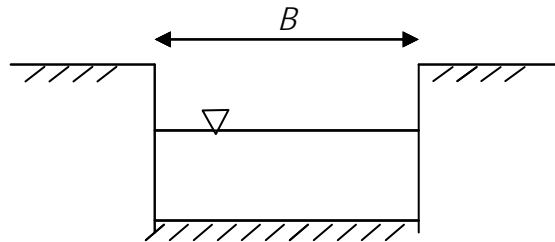
### 1.2.1 Elementos geométricos de la sección transversal

Los elementos geométricos son propiedades de una sección transversal que puede ser definida enteramente por la geometría de la sección y la profundidad del flujo. Estos elementos son muy importantes para los cálculos del escurrimiento.

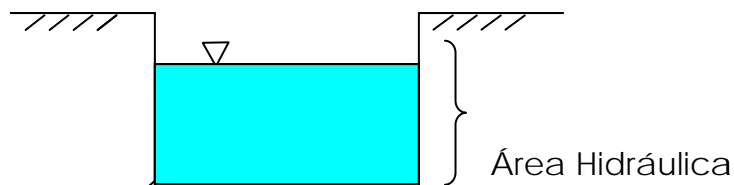
- a) **Profundidad o tirante ( $d, h$ ):** la profundidad es la distancia vertical del punto más bajo de la sección del canal a la superficie libre.



- b) **Ancho medio de la superficie libre ( $B$ ):** es el ancho de la sección transversal en la superficie libre.

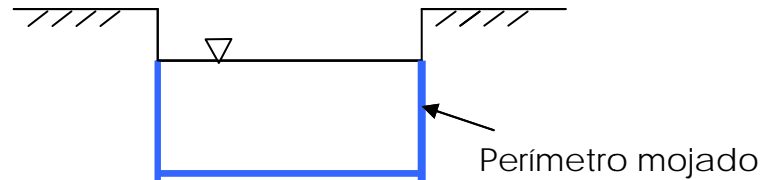


- c) **Área hidráulica ( $A$ ):** es el área de la sección transversal en contacto con el flujo.





d) **Perímetro mojado ( $P$ ):** es la longitud de la línea de la intersección de la superficie mojada del canal con la sección transversal normal a la dirección del flujo.



e) **Radio hidráulico ( $R_h$ ):** es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado, se expresa como:

$$R_h = A / P \quad 1.9$$

f) **Tirante hidráulico ( $D$ ):** es la relación del área hidráulica con el ancho medio de la superficie libre, se expresa como:

$$D = A / T \quad 1.10$$

g) **Factor de la sección ( $z$ ):** para cálculos de escurrimiento o flujo crítico es el producto del área hidráulica con la raíz cuadrada del Tirante hidráulico, se expresa como:

$$z = A\sqrt{D} \quad 1.11$$

h) **Factor de la sección:** para cálculos de escurrimiento uniforme es el producto del área hidráulica y el radio hidráulico, se expresa como:

$$A R_h^{(2/3)} \quad 1.12$$





### 1.3 Tipos de flujo

La siguiente clasificación se refiere a su comportamiento hidráulico el cuál se analiza bajo distintas condiciones o modelos de flujo, los cuáles al ir aumentando su grado de dificultad dentro de cada hipótesis, van acercándose más a la realidad.

#### 1.3.1 Flujo Permanente y no Permanente

Esta clasificación obedece a la utilización del tiempo como criterio. Es permanente cuando la velocidad media  $V$  en una sección dada se mantiene constante en el tiempo o en un lapso especificado ( $\partial V / \partial t = 0$ ). Lo contrario sucede cuando es no permanente ( $\partial V / \partial t \neq 0$ ).

El caso más común del flujo no permanente se presenta en los canales donde se transita una onda de avenida, como en los ríos o en los canales o bordillos en carreteras.

#### 1.3.2 Flujo uniforme y variado

Esta clasificación obedece a la utilización del espacio como criterio. El flujo uniforme se presenta cuando la velocidad media permanece constante en cualquier sección del canal, es decir  $\partial V / \partial x = 0$ . Esto significa que su área hidráulica y tirante también son constantes con respecto a la longitud de la sección ( $x$ ). En el flujo variado o no uniforme ocurre lo contrario  $\partial V / \partial x \neq 0$

Las característica del flujo uniforme se satisfacen únicamente si la sección es prismática, esto es, sólo puede ocurrir en las secciones artificiales y no en las secciones naturales. Si la velocidad se incrementa a valores muy grandes (más de  $6 \text{ m/s}$ ), se produce arrastre de aire al interior del flujo, y éste, en sentido estricto, adquiere un carácter no permanente y pulsátil. De manera incidental, a velocidades excepcionales del orden de  $30 \text{ m/s}$ , el incremento de área hidráulica por el aire arrastrado puede llegar a ser hasta del 50% del área original.







Tabla 1.2. Elementos Hidráulicos para diferentes secciones geométricas (Chow)

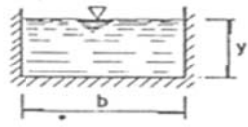
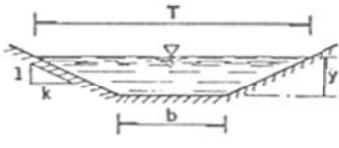
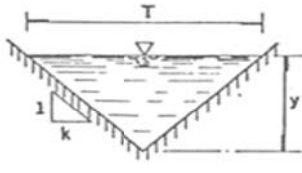
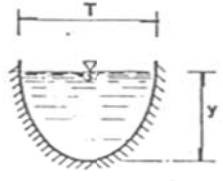
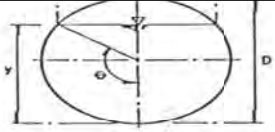
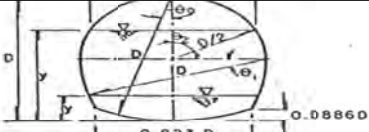
SECCION ELEMENTO GEOMETRICO				
Area, A	$by$	$(b + ky)y$	$ky^2$	$\frac{2}{3}Ty$
Perímetro mojado P	$b + 2y$	$b + 2\sqrt{1+k^2}y$	$2\sqrt{1+k^2}y$	$T + \frac{8}{3}\frac{y^2}{T}$ *
Radio hidráulico $R_h = A/P$	$\frac{by}{b + 2y}$	$\frac{(b + ky)y}{b + 2\sqrt{1+k^2}y}$	$\frac{ky}{2\sqrt{1+k^2}}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$ *
Ancho de la superficie libre, T	$b$	$b + 2ky$	$2ky$	$\frac{3}{2}\frac{A}{y}$
Tirante medio $Y = A/T$	$y$	$\frac{(b + ky)y}{b + 2ky}$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{2}{3}y$
$dP/dy$	$2$	$2\sqrt{1+k^2}$	$2\sqrt{1+k^2}$	$\frac{16}{3}\frac{y}{T} + (1 - \frac{8}{3}\frac{y^2}{T^2})\frac{T}{2y}$ *
$dT/dy$	$0$	$2k$	$2k$	$\frac{T}{2y}$
* Aproximación satisfactoria para el intervalo $0 < x \leq 1$ , donde $x = 4y/T$ . Cuando $x > 1$ , use la expresión exacta: $P = (T/2) \left[ \sqrt{1+x^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1+x^2}) \right]$				





Tabla 1.2. Continuación

SECCION	 CIRCULAR	 HERRADURA		
Tirante	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 1$	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 0.0886$	$0.0886 \leq \frac{y}{D} \leq \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} \leq \frac{y}{D} \leq 1$
Angulo, en grados	$\theta = \arccos(1 - \frac{2y}{D})$	$\theta_0 = \arccos(1 - \frac{y}{D})$	$\theta_1 = \arcsin(\frac{1}{2} - \frac{y}{D})$	$\theta_2 = \arccos(\frac{2y}{D} - 1)$
Area, A	$\frac{1}{4}(\theta - \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta)D^2$	$(\theta_0 - \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta_0)D^2$	$[0.43662 - \theta_1 + \text{sen } \theta_1(1 - \cos \theta_1)]D^2$	$(0.82932 - \frac{\theta_2}{4} + \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta_2)D^2$
Perimetro mojado, P	$\theta D$	$2 - \theta_0 D$	$(1.69623 - 2\theta_1)D$	$(3.26703 - \theta_2)D$
Radio hidráulico, R <sub>h</sub>	$\frac{1}{4} (1 - \frac{\text{sen } 2\theta}{2\theta})D$	$\frac{1}{2} (1 - \frac{\text{sen } 2\theta_0}{2\theta_0})D$	$[\frac{0.43662 - \theta_1 + \text{sen } \theta_1(1 - \cos \theta_1)}{1.69623 - 2\theta_1}]D$	$[\frac{0.82932 - 0.25\theta_2 + 0.5\text{sen } 2\theta_2}{3.26703 - \theta_2}]D$
Ancho de la superficie libre, T	$(\text{sen } \theta) D, \text{ ó}$ $2\sqrt{y(D-y)}$	$2(\text{sen } \theta_0) D, \text{ ó}$ $2\sqrt{y(2D-y)}$	$(2\cos \theta_1 - 1) D, \text{ ó}$ $[2\sqrt{0.75 + \frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})} - 1] D$	$D \text{sen } \theta_2, \text{ ó}$ $2\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})} D$
Tirante medio, Y	$\frac{1}{4} (\frac{\theta - \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta}{\text{sen } \theta})D$	$(\frac{\theta_0 - \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta_0}{2 \text{sen } \theta_0})D$	$[\frac{0.43662 - \theta_1 + \text{sen } \theta_1(1 - \cos \theta_1)}{2 \cos \theta_1 - 1}]D$	$[\frac{0.82932 - 0.25\theta_2 + 0.5 \text{sen } 2\theta_2}{\text{sen } \theta_2}]D$
dP/dy	$\frac{1}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{2}{\sqrt{\frac{y}{D}(2 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{2}{\sqrt{0.75 + \frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{1}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$
dT/dy	$\frac{1 - \frac{2y}{D}}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{2(1 - \frac{y}{D})}{\sqrt{\frac{y}{D}(2 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{1 - \frac{2y}{D}}{\sqrt{0.75 + \frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{(1 - \frac{2y}{D})}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$



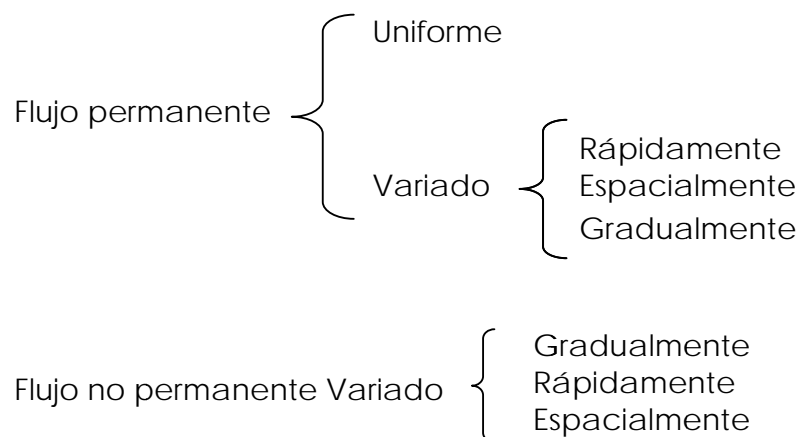


En teoría es posible que un flujo uniforme sea permanente o no permanente. El uniforme permanente es el flujo más sencillo de la hidráulica en superficies libres, donde el tirante no cambia con el tiempo. El uniforme no permanente necesitaría que la superficie libre fluctuara de un instante a otro permaneciendo siempre paralela a la plantilla de la sección, lo que es difícil que ocurra dentro de la práctica. Por tanto el flujo uniforme siempre es permanente. El flujo uniforme es un estado ideal que difícilmente se alcanza en la práctica. Es razonable suponerlo sólo en secciones rectas y largas, de sección, pendiente, geometría y rugosidad constantes; es muy útil porque simplifica el análisis y sirve de base para la solución de otros problemas.

El flujo es variado cuando la velocidad media cambia en las secciones a lo largo del canal, es decir,  $\partial V / \partial x \neq 0$ , y por lo mismo posee características opuestas a las del uniforme. El cambio de la velocidad es para acelerar o desacelerar el movimiento y ocurre por una variación en la sección, por un cambio en la pendiente, o presencia de una estructura hidráulica, ya sea un vertedor o una compuerta interpuesta dentro de la línea de flujo.

El flujo variado se puede, a su vez, clasificar en gradual, rápido y espacialmente variado. En el gradualmente variado el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal. En el rápidamente variado acontece lo contrario, como en el salto hidráulico. En el espacialmente variado cambia además el gasto a lo largo del canal o en un tramo del mismo.

En resumen se tiene:





### 1.3.3 Flujo Laminar y Turbulento.

El movimiento del agua en un canal se rige por la importancia de las fuerzas debidas a la viscosidad o a la acción de la gravedad, respecto a la de inercia. La tensión superficial del agua afecta el comportamiento en el caso de velocidad y tirante o sección transversal pequeños, pero no tiene una función importante en la mayoría de los problemas.

En relación con el efecto de la viscosidad, el flujo puede ser laminar, de transición o turbulento, de manera semejante a los conductos a presión. La importancia de la fuerza de inercia respecto a la viscosa, ambas por unidad de masa, se mide con el número de Reynolds, definido como:

$$R_e = \frac{VR_h}{\nu} \quad 1.13$$

Donde:

$R_h$	Radio hidráulico de la sección
$V$	Velocidad media en la sección
$\nu$	Viscosidad cinemática del agua

Por métodos experimentales se obtienen los siguientes resultados:

$R_e \leq 500;$	Flujo Laminar
$500 \leq R_e \leq 12500;$	Flujo de Transición
$R_e \geq 12500;$	Flujo Turbulento

El flujo laminar ocurre muy rara vez debido a sus dimensiones relativamente grandes y a la baja viscosidad cinemática del agua. La única posibilidad se presenta cuando el flujo es en láminas muy delgadas, con poca velocidad, como en el movimiento del agua de lluvia sobre el pavimento. Y con respecto al de transición, debido a que la rugosidad de la frontera de los mismos canales resulta muy grande, el de transición raramente se da, por lo tanto siempre se trabajará en flujos turbulentos.





### 1.3.4 Flujo subcrítico y flujo supercrítico.

La importancia de la fuerza de inercia respecto de la gravedad, ambas por la unidad de masa, se mide a través del número de Froude, definido de la siguiente forma:

$$F = \frac{V}{\sqrt{(g \cos \theta / \alpha)(A/T)}} = \frac{V}{\sqrt{g'A/T}} \quad 1.14$$

Donde:

- $g'$   $g \cos \theta / \alpha$
- $g$  Aceleración gravitacional en  $m/s^2$ ,
- $A$  Área hidráulica de la sección en  $m^2$ ,
- $T$  Ancho de superficie libre de la sección en  $m$ ,
- $V$  Velocidad media en la sección en  $m/s$ ,
- $\alpha$  Coeficiente de corrección de la energía cinética, adimensional
- $\theta$  ángulo de inclinación de la plantilla respecto a la horizontal.

El término  $A/T$  es también el tirante hidráulico y sólo en canales rectangulares es igual al tirante.

Considerando que  $\theta$  normalmente será menor a  $8^\circ$ , se tiene que el coseno será aproximadamente  $\theta \geq 0.99027$ , es decir,  $\cos \theta \approx 1$  con error menor a 1%, y haciendo  $\alpha = 1$ , se tiene  $g' = g$  obteniendo finalmente:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gA/T}} \quad 1.15$$

Así el tipo de régimen del flujo podrá depender del número de Froude como se resume en la tabla 1.3.





Froude	Velocidad	Régimen del flujo
$F = 1$	$V = \sqrt{gA/T}$	flujo en régimen crítico
$F < 1$	$V < \sqrt{gA/T}$	el régimen es subcrítico, entonces el flujo será tranquilo, teniendo más importancia la fuerza gravitatoria que la de inercia.
$F > 1$	$V > \sqrt{gA/T}$	el régimen es supercrítico y la fuerza de inercia dominará en este caso sobre la fuerza gravitatoria, siendo ya un flujo rápido a gran velocidad.

Tabla 1.3 Régimen del flujo en función del número de Froude

#### 1.4 Ecuación de Continuidad

La expresión  $\rho VA$ , refleja el flujo de masa a través de una sección, de donde  $\rho$  se refiere a la densidad del líquido en cuestión, mientras que la velocidad queda expresada como  $V$  y  $A$  refiere el área hidráulica. Considerando que el flujo se desplaza, en la dirección del eje  $x$  y además no se tienen aportaciones ni salidas durante su trayecto, se plantea la siguiente expresión matemática:

$$\frac{\partial(\rho VA)}{\partial x} = 0 \quad 1.16$$

Lo anterior plantea que el gasto es constante, es decir, el flujo de masa no cambia con respecto a  $x$ , así como su densidad quien será la misma, al ser también incompresible, simplificando la expresión anterior se obtiene:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 = \text{cte.} = Q \quad 1.17$$

Donde  $Q$  se refiere al gasto, indicando que este se mantiene constante durante todo el canal.

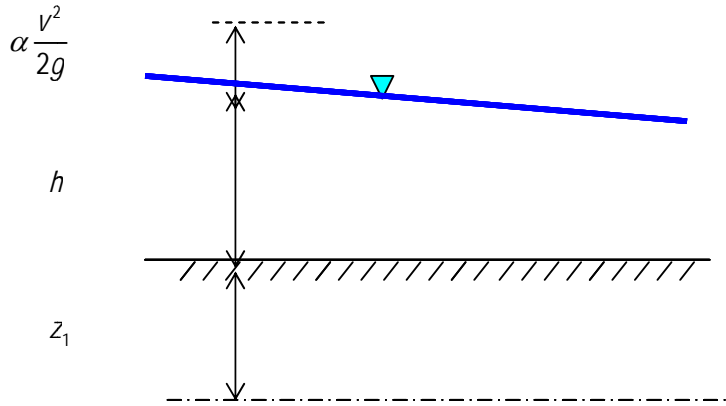
#### 1.5 Ecuación de la Energía Específica

La Ecuación de la Energía o una simplificación de ella conocida como Ecuación de Bernoulli queda definida como: la energía en cualquier línea de corriente en el plano de la sección de un canal, se expresa como la suma de la carga de posición denominada como  $z$  con





respecto a un plano de referencia, más la carga de presión  $h = \frac{p}{\gamma}$  más la energía cinética local  $\alpha(v^2 / 2g)$ , donde  $v$  es la velocidad en el punto en cuestión figura 1.1.



**Figura 1.1** Representación puntual de la ecuación de la energía

Sintetizando lo anterior se tiene:

$$E = z + h + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad 1.18$$

Donde:

- $v$  velocidad del fluido en la sección considerada.
- $g$  aceleración
- $z$  altura desde un plano de referencia.
- $h$  carga de presión a lo largo de la línea de corriente.
- $E$  Energía específica

Para aplicar la ecuación anterior se deben realizar las siguientes suposiciones:

- Viscosidad (fricción interna) nula, es decir, se considera que la línea de corriente sobre la cual se aplica se encuentra en una zona 'no viscosa' del fluido.





- Gasto constante
- Flujo incompresible es decir  $\rho$  constante.

Si el flujo ocurre en un plano inclinado como el que se muestra en la figura 1.2, las variables se definen como:

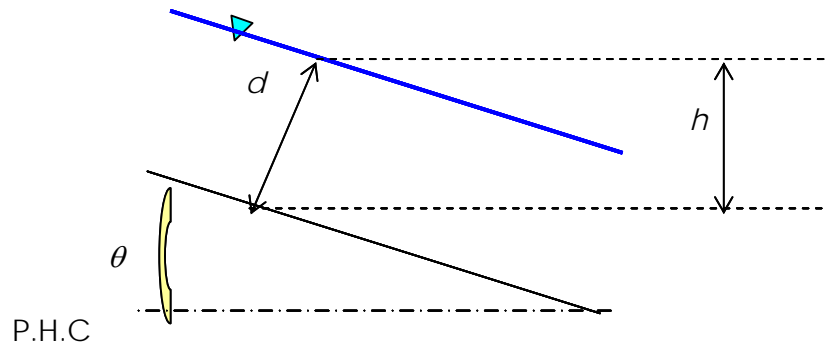


Figura 1.2 Representación del flujo en un plano inclinado

$$d = h \cos \theta \quad 1.19$$

Donde:

- $d$  Tirante perpendicular a la superficie en contacto
- $h$  Tirante proyectado con respecto a una vertical
- $\theta$  Ángulo de inclinación de la plantilla con respecto a la horizontal

De acuerdo a lo anterior la carga de presión se define como:

$$\frac{P}{\gamma} = y \cos^2 \theta \quad 1.20$$

Finalmente planteando la ecuación de la energía entre dos puntos

$$z_1 + d_1 \cos^2 \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos^2 \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + hf_{1-2} \quad 1.21$$

Donde:







$hf_{1-2}$  son las pérdidas por fricción entre los punto 1 y 2

$$\alpha = \frac{1}{AV^3} \iint v^3 dA \quad 1.22$$

Si no existe inclinación con respecto al plano horizontal de comparación la ecuación de energía se definirá como:

$$z_1 + h_1 + \alpha_1 \frac{V_1}{2g} = z_2 + h_2 + \alpha_2 \frac{V_2}{2g} + hf_{1-2} \quad 1.23$$

### 1.6 Ecuación de Impulso y Cantidad de Movimiento

La ecuación de impulso y cantidad de movimiento queda definida de la siguiente forma:

$$F_p + F_\tau + F_w = \frac{\gamma}{g} [(Q\beta V)_2 - (Q\beta V)_1] \quad 1.24$$

Donde:

- $F_p$  Fuerza resultante de la presión ejercida sobre las superficies de frontera del volumen de control;
- $F_\tau$  Fuerza resultante debido al esfuerzo tangencial sobre el fondo y paredes del tramo a tratar.
- $F_w$  Fuerza de cuerpo debida al peso del fluido en cuestión.
- $Q$  Gasto.
- $V$  Velocidad media.
- $\beta$  Coeficiente de Boussines referido al efecto que tiene la distribución irregular de la velocidad en el cálculo de la cantidad de movimiento, siendo este adimensional y producto de la expresión:

$$\beta = \frac{1}{AV^2} \iint v^2 dA \quad 1.25$$

Donde:

- $A$  Área total de la sección en estudio
- $V$  Velocidad media en la sección
- $v$  Velocidad en el área en estudio





Esta ecuación permite calcular los tirantes que dan origen al salto hidráulico.

### 1.7 Salto Hidráulico

El Salto hidráulico (Chow, 1982), fue investigado experimentalmente por primera vez por Bidone, un científico italiano, en 1818. Esto permitió a Bélanger (1828) distinguir entre pendientes moderadas (subcríticas) y pronunciadas (supercríticas), desde que él había observado que en canales empinados, el salto hidráulico se produce frecuentemente por una barrera en un flujo uniforme originalmente. De ahí en adelante, se han hecho abundantes estudios y los resultados han sido indicados por muchos autores. Los contribuidores significantes a nuestro conocimiento acerca del salto hidráulico son Bresse (1860), Darcy y Bazin (1865), Ferriday y Merrinan (1894), Gibson (1913), Kennison (1916), Woodwar y Riegel-Beebe (1917), Koch y Carstajen (1926), Lindquist (1927), Safranez (1927), Einwachter (1933), Simentana (1934), Bakhmeteff y Matzke (1936), Escande (1938), Citrini (1939), Nebbia (1940), Kindsvater (1944), Blaisdell (1948), Forster y Skrinde (1950), Rouse, Siao y Nagaratnam (1958) por citar algunos.

La teoría de salto hidráulico que se desarrolló para canales horizontales o ligeramente inclinados parte de que el peso del agua en el salto tiene poco efecto sobre el comportamiento del salto y por lo tanto es ignorado en el análisis. Los resultados así obtenidos, sin embargo, se pueden aplicar a la mayoría de los canales.

Algunas de las aplicaciones prácticas del salto hidráulico son:

1. Para disipar energía en el agua sobre presas, diques y otras estructuras hidráulicas y así prevenir la socavación aguas abajo de las estructuras.
2. Para recuperar altura o levantar el nivel de agua sobre el lado aguas abajo de una sección y así mantener alto el nivel del agua para irrigación u otros propósitos de distribución de agua.
3. Para incrementar peso sobre un lecho amortiguador y así reducir la presión hacia arriba debajo de una estructura de mampostería mediante el incremento de la profundidad de agua sobre el lecho amortiguador
4. Para incrementar la descarga de una esclusa manteniendo





atrás el nivel aguas abajo, ya que la altura efectiva será reducida si se permite que el nivel aguas abajo ahogue el salto

5. Para indicar condiciones especiales del flujo tales como la existencia de flujo supercrítico o la presencia de una sección de control siempre que se pueda ubicar una estación de aforo
6. Para mezclado de químicos utilizados para purificar el agua
7. Para airear agua para abastecimiento de agua a las ciudades y
8. Para remover bolsas de aire de las líneas de abastecimiento de agua y así prevenir bloqueos de aire

### 1.7.1 Tipos de saltos

De acuerdo a los estudios del U.S. Bureau of Reclamation, estos tipos se pueden clasificar convencionalmente de acuerdo al número de Froude de acuerdo a:

**Número  
de Froude**

**Condición de Salto**

$F=1$

El salto es crítico y aquí no se puede formar

$1 < F < 1.7$

La superficie del agua muestra ondulaciones y el salto es llamado salto ondular

$1.7 < F < 2.5$

Una serie de pequeñas ondulaciones se desarrolla sobre la superficie del salto pero la superficie del agua, aguas abajo, permanece lisa. La velocidad a lo largo es ligeramente uniforme y la pérdida de energía es baja. Este salto se puede llamar salto débil





2.5 <  $F$  < 4.5 Existe un chorro oscilante entrando al salto del fondo a la superficie y atrás otra vez sin periodicidad. Cada oscilación produce una gran onda de periodo irregular, la cual comúnmente en canales, puede viajar por millas haciendo daño ilimitado a bancos de tierra y piedras sueltas. Este salto se puede llamar oscilante.

4.5 <  $F$  < 9 La parte externa aguas abajo de la ondulación de la superficie y el punto en el cual la vena líquida de alta velocidad tiende a dejar el flujo ocurre prácticamente en la misma sección vertical. La acción y posición de este salto son menos sensibles a la variación en la profundidad aguas abajo. El salto está balanceado y el rendimiento es el mejor. La disipación de energía varía desde 45 a 70%. Este salto se puede llamar salto permanente.

$F > 9$  La vena líquida de alta velocidad presenta golpes intermitentes de agua rodando hacia aguas abajo de la cara del frente del salto, generando ondas aguas abajo y puede prevalecer una superficie áspera. La acción del salto es áspera pero efectiva ya que la disipación de energía puede alcanzar el 85%. Este salto se puede llamar fuerte.

Otra clasificación es de acuerdo al comportamiento de los tirantes antes y después del Salto hidráulico, conocidos como conjugado mayor ( $Y_2$ ) y conjugado menor ( $Y_1$ ).

Si  $Y_2 < Y_{canal}$  **Salto ahogado**, el tirante en 2 es menor que el tirante en el río por lo que el salto hidráulico se corre hacia la izquierda

Si  $Y_2 = Y_{canal}$  se tiene un **salto hidráulico claro**, el mismo ocurre al pie de cambio de pendiente

Por último  $Y_2 > Y_{canal}$  el salto se conoce como **salto barrido**, el conjugado mayor del salto hidráulico es mayor que el tirante en el canal por lo que el mismo se correrá hacia la derecha hasta que se establezca una igualdad entre ambos tirantes.

### 1.7.2 Ecuación del Salto Hidráulico

La ley de impulso y cantidad de movimiento permite calcular la fuerza generada debido al cambio de velocidad media entre dos secciones (Gardea 1999), y esta fuerza debe ser igual y de dirección opuesta al





empuje hidrostático sobre ambas secciones, de manera que pueda garantizarse el equilibrio.

Como se sabe, el empuje hidrostático en una superficie plana sumergida está dado por la expresión:

$$F = \gamma A Z_G \quad 1.26$$

Donde:

- $A$  Área
- $Z_G$  Distancia al centro de gravedad de dicha área, medida verticalmente desde la superficie del agua
- $\gamma$  Peso específico del agua

El empuje total de la masa de agua en contacto con las secciones 1 y 2, si se toma como positiva la dirección del flujo, está dado por la expresión:

$$\gamma A_1 Z_{G1} = \gamma A_2 Z_{G2} \quad 1.27$$

Y debe ser igual a la fuerza que hizo posible este cambio de tirantes, que según la ley del impulso es:

$$\frac{\gamma Q}{g} (V_2 - V_1) \quad 1.28$$

Es decir, debe cumplirse la expresión general:

$$\gamma A_1 Z_{G1} - \gamma A_2 Z_{G2} - \frac{\gamma Q}{g} (V_2 - V_1) = 0 \quad 1.29$$

Donde:

- $A_1$  ,  $A_2$  Áreas hidráulicas en las secciones 1 y 2, respectivamente.
- $Z_{G1}$  ,  $Z_{G2}$  Distancias verticales a los centros de gravedad de las áreas respectivas, medidas desde la superficie del agua.
- $V_1$  ,  $V_2$  Velocidades medidas en las secciones 1 y 2 respectivamente.

Si se utiliza el principio de continuidad y se divide entre el peso





específico, la expresión anterior puede ordenarse como:

$$A_1 Z_{G1} + \frac{Q^2}{gA_1} = A_2 Z_{G2} + \frac{Q^2}{gA_1} \quad 1.30$$

Que es la ecuación general del salto hidráulico entre dos secciones.

Los miembros de la ecuación anterior corresponden a los datos de la sección conocida, que es un valor constante, quedando realmente como incógnita el tirante. La ecuación es "reversible", ya que indistintamente se puede usar para determinar la sección subcrítica a partir de la supercrítica, o a la inversa.

La longitud del salto hasta ahora no ha sido posible determinar teóricamente, por lo que es indispensable recurrir a fórmulas empíricas, de las cuales se presentan a continuación algunas de las más usadas, obtenidas para secciones rectangulares:

<i>Autor</i>	<i>Longitud del Salto hidráulico Claro</i>
Smetana (República Checa)	$6(Y_2 - Y_1)$
Safranez (Alemania)	$5.9Y_1 F_1$
Einwachter (Alemania)	$8.3Y_1(F_1 - 1)$
Wóycicki (Polonia)	$(Y_2 - Y_1) \left( 8 - \frac{0.05Y_2}{Y_1} \right)$
Chertusov (Rusia)	$10.3Y_1(F_1 - 1)^{0.81}$

**Tabla 1.4** Ecuaciones empíricas para la obtención de la longitud del Salto Hidráulico. (Gardea, 1999)

## 1.8 Cálculo del Tirante Crítico y Normal

### 1.8.1 Determinación de la sección Crítica

Un escurrimiento se comporta en forma particular según el tipo de régimen a que esté sometido, especialmente en casos de cambios de sección o de pendiente.

Si la sección, se presenta cuando la energía específica es la mínima posible para un gasto dado, puede encontrarse sus características





aplicando el criterio de la primera derivada, en la ecuación de energía específica con respecto a  $h$ , es decir:

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh} \quad 1.31$$

Para una sección cualquiera, si  $B$  es el ancho de superficie libre, se cumple:

$$dA = Bh \quad 1.32$$

O

$$\frac{dA}{dh} = B \quad 1.33$$

Al sustituir las ecuaciones anteriores en la 1.31 e igualarla a cero, se obtiene que en la sección donde la energía específica es mínima se cumple:

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} \quad 1.34$$

Esta igualdad permite calcular el tirante crítico para cualquier sección, si se conoce el gasto y, desde luego, la geometría de dicha sección. Como el término de la izquierda es constante, puede resolverse el problema por tanteos.

En realidad, el cálculo del tirante crítico por tanteos no es tan rápido, por lo que en algunas secciones geométricas la ecuación anterior se reduce a expresiones sencillas como se expondrá más adelante.

Por otra parte, si se llama tirante medio a la relación:

$$h_m = \frac{A}{B} \quad 1.35$$

Y si se refiere a la sección crítica, al sustituir esta expresión en la ecuación 1.34 y aplicar el principio de continuidad, se comprueba la validez de la relación:

$$\frac{h_{mc}}{2} = \alpha \frac{v_c^2}{2g} \quad 1.36$$





Es decir, la carga de velocidad en una sección crítica es igual a la mitad del tirante medio en dicha sección.

De la expresión anterior, puede despejarse la velocidad crítica, cuyo valor es:

$$v_c = \sqrt{\frac{g}{\alpha} h_{mc}} \quad 1.37$$

y en forma semejante se obtienen otros parámetros para la sección crítica como es, por ejemplo, la pendiente crítica  $s_c$

A continuación se escriben las ecuaciones para el valor del tirante crítico en diferentes secciones geométricas.

#### 1.8.1.1 Tirante crítico sección rectangular

$$h_c = \sqrt[3]{\alpha \frac{q^2}{g}} \quad 1.38$$

Donde  
 $q$  Gasto unitario

$$q = \frac{Q}{B} \quad 1.39$$

También se cumple que:

$$h_c = \frac{2}{3} E \quad 1.40$$

#### 1.8.1.2 Tirante crítico para la Sección Triangular

$$h_c = \sqrt[5]{\frac{2\alpha}{g} \left[ \frac{Q}{m} \right]^2} \quad 1.41$$

Donde:

$m$  es el valor de la coordenada horizontal asociada a la coordenada  $y$  relacionadas con el valor del talud  $k$







### 1.8.1.3 Tirante crítico para la Sección Trapecial

Para el caso de la sección trapecial, que quizá sea la más usada, el tirante crítico no puede obtenerse explícitamente como en los casos anteriores. Sin embargo, en un gran número de casos, puede redicirse el número de tanteos si se usa la fórmula aproximada de Agroskin (1944) que dice:

$$h_{CT} = \left(1 - \frac{\sigma}{3} + 0.105\sigma^2\right) h_{CR} \quad 1.42$$

Donde

$h_{CR}$  Tirante crítico del canal rectangular de ancho igual al ancho de plantilla del canal en estudio con el  $Q$  total

$$h_{CR} = \sqrt[3]{\alpha \frac{Q^2}{gb^2}} \quad 1.43$$

$h_{CT}$  Tirante crítico del canal trapecial

$\sigma$  Coeficiente cuyo valor se obtiene de:

$$\sigma = \frac{mh_{CR}}{b} \quad 1.44$$

Esta fórmula no es válida cuando  $\sigma > 1$ , además en el rango de  $\sigma \leq 1$  da resultados generalmente un poco menores que los reales, por lo que es recomendable comprobar siempre con la expresión 1.34.

### 1.8.2 Calculo del tirante normal

El tirante normal se define como el tirante que alcanzaría el nivel del agua si la longitud del canal es lo suficientemente grande para que este se desarrolle. Este se puede obtener aplicando la ecuación de continuidad.

Para tal efecto el área se obtendrá de la sección transversal del tramo en estudio y la velocidad se calcula utilizando modelos matemáticos, siendo la ecuación de Manning una de las mas utilizadas para esta variable.





### 1.8.2.1 Ecuación de Manning.

El ingeniero irlandés Robert Manning, quien entre 1889 y 1891 (Chie, 1991) sugirió una ecuación para la determinación de la velocidad media en canales abiertos que tiempo después para unidades métricas tomó la forma:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} s^{1/2} \quad 1.45$$

Además

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad 1.46$$

Donde:

$R_h$	Radio hidráulico
$s$	Pendiente
$n$	Factor de rugosidad

El valor de  $n$  se obtiene de la tabla 1.5.

La fórmula de Manning es destinada únicamente a canales y cauces con flujo turbulento y paredes hidráulicamente rugosas; para canales con paredes hidráulicamente lisas o intermedias, es preferible utilizar fórmulas semiempíricas.

La derivación del exponente de  $R_h$ , se obtuvo de datos experimentales de Bazin sobre canales artificiales publicados en París en 1865 en el artículo "Recherches Hydrauliques". Para diferentes formas y rugosidades, el valor medio del exponente se encontró que varía desde 0.6499 hasta 0.8395. Considerando estas variaciones, Manning adoptó un valor aproximado de 2/3 para el exponente.

Para corrientes naturales el valor promedio que se maneja de coeficiente de rugosidad de Manning es de 0.035.

Para la determinación apropiada del coeficiente de rugosidad deberá tomar en cuenta los siguientes puntos:

1. Considerar los factores que afectan el valor de  $n$  para tener un conocimiento básico del problema y reducir el rango de suposiciones
2. Consultar los valores típicos de  $n$  para canales de varios tipos (tabla





1.5)

3. Examinar y familiarizarse con la apariencia de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos
4. Calcular el valor de  $n$  a través de un procedimiento analítico basado en la distribución teórica de la velocidad en la sección transversal del canal y sobre los datos de medida de velocidad o coeficientes de rugosidad.

Los factores que ejercen mayor influencia en el coeficiente o rugosidad son:

**Rugosidad de la superficie.** La rugosidad de la superficie se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardante sobre el flujo. En general, la rugosidad aumenta o disminuye de igual manera que el tamaño de los granos.

**Vegetación.** La vegetación puede ser vista como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce ampliamente la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación, y es muy importante en el diseño de canales pequeños de drenaje.

**Irregularidad del canal.** Este aspecto comprende irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma a lo largo del canal. En canales naturales, irregularidades debidas a la presencia de las formas de fondo aluvial, introducen rugosidades adicionales a las de la rugosidad de la superficie.

**Alineamiento del canal.** Curvas suaves con radios grandes darán un valor relativamente bajo de  $n$ , mientras que curvaturas agudas con meandros severos aumentarán el valor de  $n$ . La curvatura puede inducir la acumulación de material en algunas zonas del canal y así aumentar el valor de  $n$ .

**Depósitos y socavaciones.** En general, los depósitos de material pueden cambiar un canal muy irregular en uno comparativamente uniforme y disminuir  $n$ , mientras que la erosión puede ocasionar lo contrario.

**Obstrucciones.** La presencia de troncos, pilas de puentes u otros objetos, tienden a aumentar el valor de  $n$ . El aumento depende de la naturaleza de la obstrucción, sus dimensiones, forma, número y distribución.





**Nivel y caudal.** El valor de  $n$  en la mayoría de las corrientes decrece con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el tirante es menor, las irregularidades del fondo del canal influyen más como efecto retardante del escurrimiento, aunque también,  $n$  puede aumentar para niveles grandes de gasto si las márgenes son rugosas, accidentadas o con vegetación.

**Cambio estacional.** Debido al crecimiento estacional de las plantas acuáticas, pasto, hierbas, arbustos y árboles en el canal o en las márgenes, el valor de  $n$  puede aumentar.

**Material suspendido y transporte de fondo.** El material suspendido y el transporte de fondo, esté en movimiento o no, ocasionará pérdidas de energía o aumentara la rugosidad aparente del canal.

El primero en utilizar la ecuación de Manning, fue Flamant; en su libro de 1891 quien la presentó como:

$$V = C_1 R_h^{2/3} s^{1/2} \quad 1.47$$

Donde:

$$C_1 = \frac{1}{n} \quad 1.48$$

Donde  $n$  es el coeficiente de Ganguillet y Kutter.

Willcocks y Holt en su libro, escrito en inglés en 1899, denominaron a la ecuación 1.46 como fórmula de Manning que para el sistema métrico toma la forma de la ecuación 1.44.

En 1900, Church la denominó como fórmula de Manning y la presentó como:

$$V = C R_h^{1/6} \sqrt{R_h s} \quad 1.49$$

En 1901, Bovey la escribió en su libro, para sistema inglés, como:

$$V = \frac{1.486}{n} R_h^{2/3} s^{1/2} \quad 1.50$$



**Conductos cerrados o parcialmente llenos**

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
<b>A Metales:</b>			
a) Latón, liso	0.009	0.010	0.013
b) Acero:			
1. Con bridas y soldado.	0.010	0.012	0.014
2. Remachado y espiral.	0.013	0.016	0.017
c) Hierro fundido:			
1. Con recubrimiento superficial.	0.010	0.013	0.014
2. Sin recubrimiento.	0.011	0.014	0.016
d) Hierro forjado:			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
e) Metal corrugado:			
1. Subdren	0.017	0.019	0.021
2. Dren Pluvial	0.021	0.024	0.030
<b>B. No metales:</b>			
a) Acrílico	0.008	0.009	0.010
b) Vidrio	0.009	0.010	0.013
c) Cemento:			
1. Pulido	0.010	0.011	0.013
2. En mortero	0.011	0.013	0.015
d) Concreto:			
1. Alcantarilla recta y libre de azolve	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algunos azolvamientos	0.011	0.013	0.014
3. Terminado	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarilla recta, con pozos de visita, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
5. Colado en molde de acero, sin acabado	0.012	0.013	0.014
6. Colado en molde de madera, sin acabado	0.012	0.014	0.016
7. Colado en molde de madera rugosa, sin acabado	0.015	0.017	0.020
e) Madera:			
1. Machihembrada	0.010	0.012	0.014
2. Laminada y tratada	0.015	0.017	0.020
f) Arcilla:			
1. Tubos de barro cocido, común	0.011	0.013	0.017
2. Tubos de albañal vitrificado	0.011	0.014	0.017
3. Tubos de albañal vitrificado para drenes, con pozos de visita, accesos, etc.	0.013	0.015	0.017
4. Tubo vitrificado para subdrenes, con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
g) Mampostería de ladrillo:			
1. De vitricota.	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
h) Alcantarillado sanitario, cubierto de lama de desechos, con curvas y conexiones	0.012	0.013	0.016
i) Drenaje con fondo liso, pavimentado en el fondo	0.016	0.019	0.020
j) Mampostería de piedra pequeña cementada en las juntas	0.018	0.025	0.030

**Tabla 1.5a.** *Valores del coeficiente  $n$  para conductos cerrados parcialmente llenos. (Chow)*



**Canales recubiertos o revestidos**

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
<b>A. Metal</b>			
a) Superficie de acero, lisa:			
1. No pintada	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b) Corrugado	0.021	0.025	0.030
<b>B. No metal:</b>			
a) Cemento:			
1. Superficie lisa	0.010	0.011	0.013
2. En mortero	0.011	0.013	0.015
b) Madera:			
1. Cepillada, no tratada	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. No cepillada	0.011	0.013	0.015
4. Entablada con listones	0.012	0.015	0.018
5. Cubierta de papel impermeable	0.010	0.014	0.017
c) Concreto:			
1. Acabado con lana metálica	0.011	0.013	0.015
2. Acabado con lana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Acabado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin acabado	0.014	0.017	0.020
5. Guniteado, buena sección	0.016	0.019	0.023
6. Guniteado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca de excavado irregular	0.022	0.027	
d) Fondo de concreto acabado con lana, bordos de:			
1. Piedra acomodada sobre mortero	0.015	0.017	0.020
2. Mampostería de piedra mal acomodada sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra pequeña, cementada y revocada	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra pequeña cementada	0.020	0.025	0.030
5. Mampostería seca de piedra pequeña o zampeado	0.020	0.030	0.035
e) Fondo de grava con taludes de:			
1. Concreto colado en moldes	0.017	0.020	0.025
2. Piedra mal acomodada en mortero	0.020	0.023	0.026
3. Mampostería seca de piedra pequeña o zampeado	0.023	0.033	0.036
f) Ladrillo:			
1. Vitricota	0.011	0.013	0.015
2. Con mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g) Mampostería de piedra:			
1. Pequeña, cementada	0.017	0.025	0.030
2. Pequeña, seca	0.023	0.032	0.035
h) Piedra labrada	0.013	0.015	0.017
i) Asfalto:			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j) Cubierta vegetal	0.030		0.500
k) Suelo-cemento	0.015	0.016	0.017

**Tabla 1.5b.** *Valores del coeficiente  $n$  para canales recubiertos o revestidos. (Chow)*





### Canales excavados o dragados en diferentes tipos de suelo

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
a) Tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de intemperizado	0.018	0.022	0.025
3. Grava, sección uniforme y limpia	0.022	0.025	0.030
4. Con poco pasto y poca hierba	0.022	0.027	0.033
b) Tierra, sinuoso, flujo con poca velocidad:			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pasto, algo de hierba	0.025	0.030	0.033
3. Hierba densa o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo de tierra y mampostería en los bordos	0.028	0.030	0.035
5. Fondo rocoso y hierba en los bordos	0.025	0.035	0.040
6. Fondo empedrado y bordos limpios	0.030	0.040	0.050
c) Excavado o dragado en línea recta:			
1. Sin vegetación			
2. Pocos arbustos en los bordos	0.025	0.028	0.033
	0.035	0.050	0.060
d) Cortado en roca:			
1. Liso y uniforme	0.025	0.035	0.040
2. Con salientes agudas e irregulares	0.035	0.040	0.050
e) Canales abandonados, hierbas y arbustos sin cortar:			
1. Hierba densa, tan alta como el nivel del agua	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en las orillas	0.040	0.050	0.080
3. Igual al anterior, con máximo nivel del agua	0.045	0.070	0.110
4. Arbustos densos, altos niveles del agua	0.080	0.100	0.140

**Tabla 1.5c.** *Valores del coeficiente  $n$  para canales excavados o dragados en diferentes tipos de suelo . (Chow)*





## Cauces Naturales

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas <30m):			
a) Corrientes en planicie:			
1. Limpios, rectos, sin deslaves ni estancamientos profundos, tirante alto	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero más rocoso y con hierba	0.030	0.035	0.040
3. Limpios, sinuosos, algunas irregularidades de fondo	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, algo de hierba y rocas	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficaces	0.040	0.048	0.055
6. Igual que el 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos irregulares con hierba y estancamientos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con mucha hierba, estancamientos profundos, cauces de inundación con raíces y plantas subacuáticas	0.075	0.100	0.150
b) Corrientes de montaña, sin vegetación en el cauce, bordos muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes, que quedan sumergidos durante inundaciones:			
1. Fondo de grava, boleó y algunos cantos rodados	0.030	0.040	0.050
2. Fondo de boleó y grandes rocas	0.040	0.050	0.070
B. Planicies de inundación:			
a) Pastura sin arbustos:			
1. Pasto bajo	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b) Áreas de cultivo:			
1. Sin Cultivo	0.200	0.300	0.040
2. Cultivo Maduro en surcos	0.025	0.035	0.045
3. Cultivo madura en Campo	0.030	0.040	0.050
c) Arbustos:			
1. Arbustos escasos y mucha hierba	0.035	0.050	0.070
2. Pocos arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Mediana a densa población de arbustos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Mediana a densa población de arbustos, en verano	0.070	0.100	0.160

Tabla 1.5d. Valores del coeficiente  $n$  para cauces naturales. (Chow)







Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
d) Árboles:			
1. Población densa de sauces en verano, rectos	0.110	0.150	0.200
2. Terrenos talados con troncos muertos	0.030	0.040	0.050
3. Igual al anterior, pero con troncos retoñados	0.050	0.060	0.080
4. Gran concentración de madera, algunos árboles caídos, pocos de escaso crecimiento, nivel de inundación debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero el nivel de inundación alcanza las ramas	0.100	0.120	0.160
C. Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas > 30m). El valor de $n$ es menor que en los arroyos de igual descripción, pero donde los bordos ofrecen menor resistencia:			
a) Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0.025		0.060
b) Secciones rugosas e irregulares	0.035		0.100

**Tabla 1.5d.** *Valores del coeficiente  $n$  para cauces naturales . (Chow)*

Por su parte, Orbeck, Ward y Henderson cambiaron, en 1916, el nombre de  $n$  de Ganguillet y Kutter por  $n$  de Manning.

En suma la conocida fórmula de Manning debería llamarse en justicia, fórmula de Gauckler-Manning.

### 1.9 Muros de retención

Se define como muro de retención al elemento estructural dispuesto para mantener un empuje lateral de un material a granel cuyo plano de fractura corta el cruce entre el muro y la plantilla.

Se designa como empuje de tierras a la fuerza lateral que ejercen los materiales almacenados a granel.

Si se quita la pared lateral que detiene a un material a granel, inmediatamente se desliza una parte de dicho material cuyo volumen queda comprendido entre el parámetro interior del reten y una grieta que se define como Plano de Fractura figura 1.3.



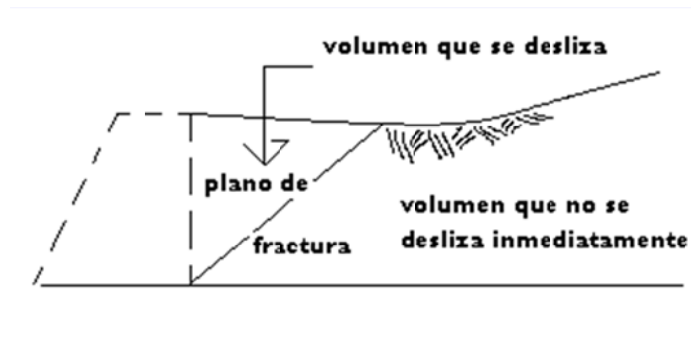


Figura 1.3. Esquema que muestra el plano de fractura.

Por otra parte se denomina Talud Natural al plano que se presenta después de tiempo y presenta una estabilidad.

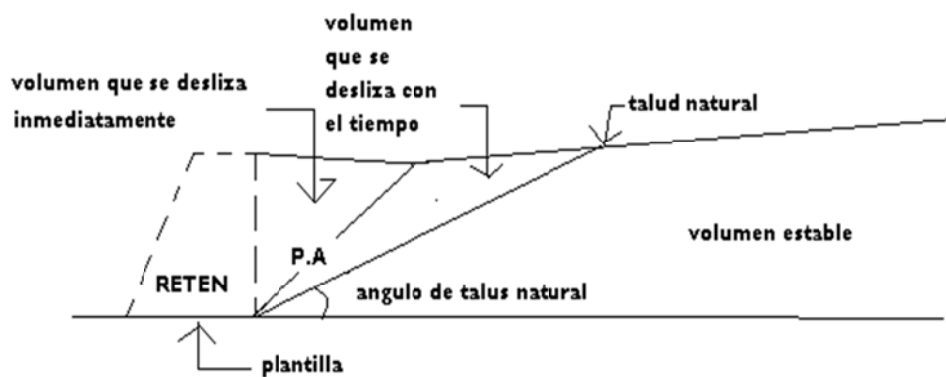


Figura 1.4. Talud Natural

Según el material usado, los muros pueden ser:

- Mampostería
- Concreto

Sin embargo la estabilidad en el muro de mampostería depende del peso propio, mientras que en los de concreto dependen de sus condiciones de apoyo.

A continuación se presentan algunas de las formas de los muros de concreto según sus condiciones de apoyo:



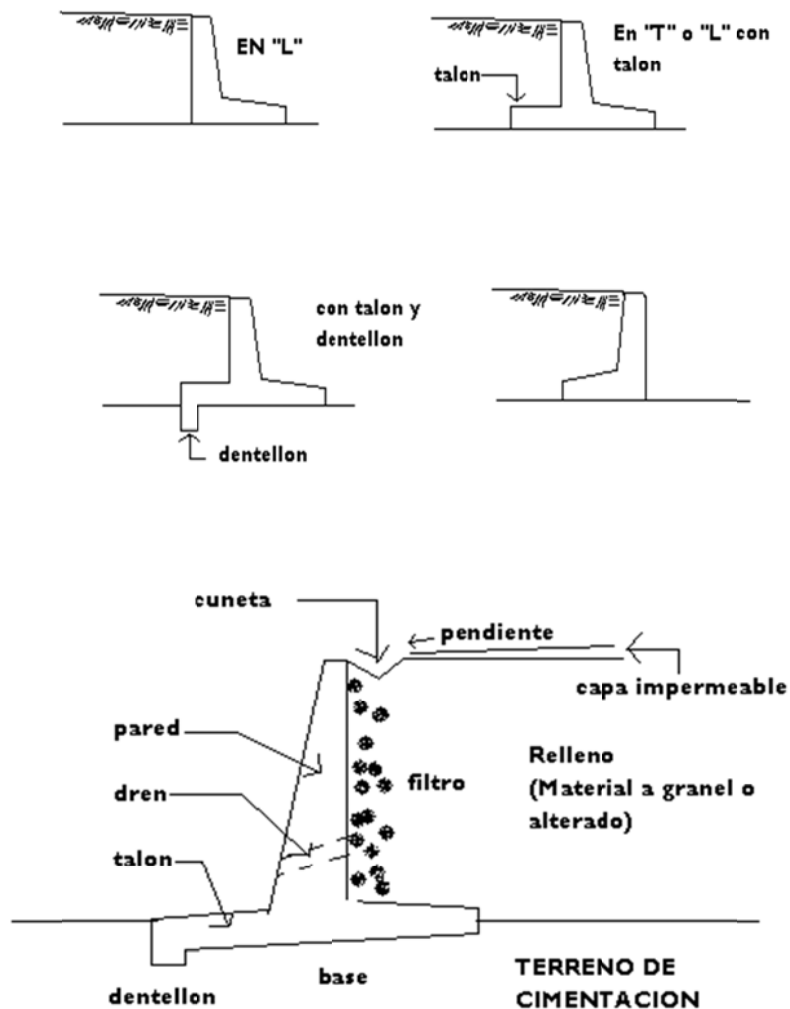


Figura 1.5 Estabilidad en muro de concreto/mampostería

Los elementos que intervienen en la construcción de muros de retención son:

- ✓ El Terreno de Cimentación
- ✓ El material y el Relleno
- ✓ El Material de Construcción

En lo que se refiere al terreno de cimentación las propiedades relevantes son: su resistencia, esfuerzo cortante, su compresibilidad y su permeabilidad.





*La resistencia al esfuerzo cortante* es la propiedad que determina la capacidad de carga del suelo.

*La compresibilidad* es indicativa de las posibilidades de asentamientos considerables.

*La permeabilidad* se define por el coeficiente  $k$  (cm/seg) indispensable para la selección del filtro.

Para el material de relleno, las propiedades tomadas en cuenta para el diseño del muro son:

*El peso volumétrico y el ángulo de talud natural* son factores de los cuales depende directamente la intensidad de empuje del material de relleno sobre el muro y es de importancia fundamental *la permeabilidad* del material para un adecuado funcionamiento del drenaje que elimina cualquier exceso de agua detrás del muro.

Si la estructura carece de los elementos de filtro y drenes, para eliminar cualquier acumulación de agua se tendrá que soportar además del empuje de tierras un empuje de hidrostático.

Las dimensiones del muro deben ser tales que proporcionen una resistencia capaz de soportar las condiciones que intervienen en la estabilidad de un muro.

### **1.10 Socavaciones**

Se denomina socavación a la excavación profunda causada por el agua, siendo uno de los tipos de erosión hídrica. Puede deberse al embate de las olas contra un acantilado, a los remolinos del agua, especialmente en donde encuentra algún obstáculo la corriente, y al roce con las márgenes de las corrientes que han sido desviadas por los lechos sinuosos. En este último caso es más rápida en la primera fase de las avenidas. La socavación provoca el retroceso de las cascadas y de los acantilados que, al ser privados de apoyo en su base, se van desplomando progresivamente. También representa un papel esencial en la formación y migración de los meandros.





### 1.10.1 Formas de socavación.

Dependiendo de si existe o no movimiento de sedimentos en el cauce, se pueden presentar dos formas:

1. **Socavación en lecho móvil:** Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del ponteadero, quedando por lo tanto parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación.
2. **Socavación en agua clara:** Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba, al sitio del ponteadero, por lo cual no hay reabastecimiento del hueco socavado.

### 1.10.2 Tipos de socavación

**Socavación general.-** es un fenómeno de largo plazo, que se puede llamar natural, se da en la parte alta de las cuencas hidrográficas, donde la pendiente es elevada. Como consecuencia, la velocidad del agua y la capacidad de arrastre de la corriente es alta. En la medida que el flujo arrastra más material, el flujo alcanza rápidamente su capacidad potencial de arrastre, el mismo que es función de la velocidad. En ese punto ya no produce socavación, la sección, márgenes y fondo son estables. A medida que se avanza en el curso del río o arroyo, la pendiente disminuye, consecuentemente disminuye la velocidad, y la corriente deposita el material que transportaba.

**Socavación localizada.-** Los casos más típicos de socavación localizada son:

- a) Al pie de un talud, lo que podrá provocar su derrumbe, si no se toman medidas;
- b) Alrededor de los pilares, o debajo de la cimentación de la cabecera de un puente, pudiendo provocar la caída del mismo.
- c) Inmediatamente aguas abajo de un embalse. En efecto, el embalse retiene casi la totalidad del transporte sólido del río, así, el agua que es descargada aguas abajo de la presa está casi totalmente libre de sedimentos, teniendo por lo tanto una capacidad de socavación considerable.

**Socavación en curvas:** Cuando un río describe una curva existe una tendencia en los áreas hidráulicas situadas más lejos del centro de





curvatura a desplazarse más rápido que los situados en el interior de la curvatura; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior. El efecto es importante y se deberá tomar en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares pues al disminuir la velocidad la curva, aumenta el depósito en esta zona y, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua y al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

**Socavación local en estribos:** Desde el punto de vista de esta definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, sin embargo, se le distingue por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aun experimentales para su evaluación.

**Socavación local en pilas:** Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla seria de juicio en esta cuestión conlleva la destrucción total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de construcción.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor grado, influyen en la socavación local al pie de pilas de puente son:

**1. Parámetros Hidráulicos:**

- a. Velocidad media de la corriente
- b. Tirante frente a la pila
- c. Distribución de velocidades
- d. Dirección de la corriente respecto al eje de la pila

**2. Parámetros de Fondo:**

- a. Diámetro de los granos
- b. Distribución granulométrica del material del fondo
- c. Forma de los granos





- d. Grado de cohesión o cementación
- e. Peso específico sumergido
- f. Estratificación del subsuelo

**3. Parámetros Geométricos:**

- a. Ancho
- b. Relación largo-ancho
- c. Perfil de la sección horizontal





## 2. Construcción de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno

### 2.1 Obtención de datos

#### 2.1.1 Instrumentos de medición de la precipitación

##### Pluviómetro

El *pluviómetro* es un instrumento que se emplea en las estaciones meteorológicas para medir la altura de la precipitación en un rango de tiempo. Las unidades empleadas en esta medida son milímetros de altura. El diseño básico de un pluviómetro consiste en un recipiente de entrada, llamado balancín, por donde el agua ingresa a través de un embudo hacia un colector donde el agua se acumula y puede medirse visualmente con una regla graduada o mediante el peso del agua contenida en el depósito. Asimismo, el balancín oscila a volumen constante de agua acumulada durante la precipitación, permitiendo el registro mecánico o eléctrico de la intensidad de lluvia precipitada.

Existen dos modelos básicos de pluviómetros: de lectura directa y registradores. Los de lectura directa tienen un recipiente y un embudo. Cada 24 horas (de 8:00 A.M a 8:00 A.M del día siguiente) se vacía el recipiente en una probeta graduada con una sección diez veces menor que la de recepción, con lo que es posible establecer una relación entre la altura en la probeta y la precipitación en milímetros por metro cuadrado.

Los pluviómetros registradores pueden ser de tres tipos: de pesada, de cuba basculante o de flotador, según el procedimiento que empleen para registrar la medición una vez alcanzado cierto nivel.

Normalmente la lectura se realiza cada 24 horas. Un litro caído en un metro cuadrado alcanzaría una altura de un milímetro. Para la medida de nieve se considera que el espesor de nieve equivale aproximadamente a diez veces el espesor de agua.







## Pluviógrafo

Este es un instrumento que sirve para registrar en forma continúa la cantidad total y la duración de lluvia caída en milímetros(*mm*), de los registros puede definirse no sólo la altura de la precipitación caída sino también, cuanto ha caído, permitiendo analizar la distribución de la lluvia en el tiempo. El pluviógrafo que se utiliza normalmente en las estaciones es de sistema Hellman de Sifón.

El receptor del pluviógrafo es análogo al pluviómetro Hellman pero este va unido a una caja cilíndrica de mayor diámetro y de una altura de unos 110 cms, en la que se aloja debidamente protegido el sistema del aparato, y un depósito colector.

El agua recogida en el receptor pasa por un embudo y un tubo, el mecanismo de registro, constituido por un cilindro en cuyo interior hay un flotador que se desplaza verticalmente y esta conectado a un brazo de palanca con una pluma que registra en la banda, colocada sobre un tambor con un sistema de relojería la precipitación captada. El sistema de descarga del cilindro en que se aloja el flotador es de sifón.

La instalación del pluviógrafo debe guardar las mismas precauciones que las del pluviómetro tratando de que el agua captada represente lo mejor posible el volumen precipitable en el área circundante. El pluviografo deberá estar especialmente protegido de los efectos del viento.

La altura de la boca del pluviógrafo sera de 1.50 m, sobre el suelo, y su superficie quedará perfectamente horizontal, es muy importante la nivelación del aparato, para que su funcionamiento sea correcto.

Las bandas o gráficas que se ajustan al tambor, pueden ser diaria, semanal o mensual. Las diarias se usan más en periodos o zonas lluviosas, la semanal



**Figura 2.1.** Pluviógrafo



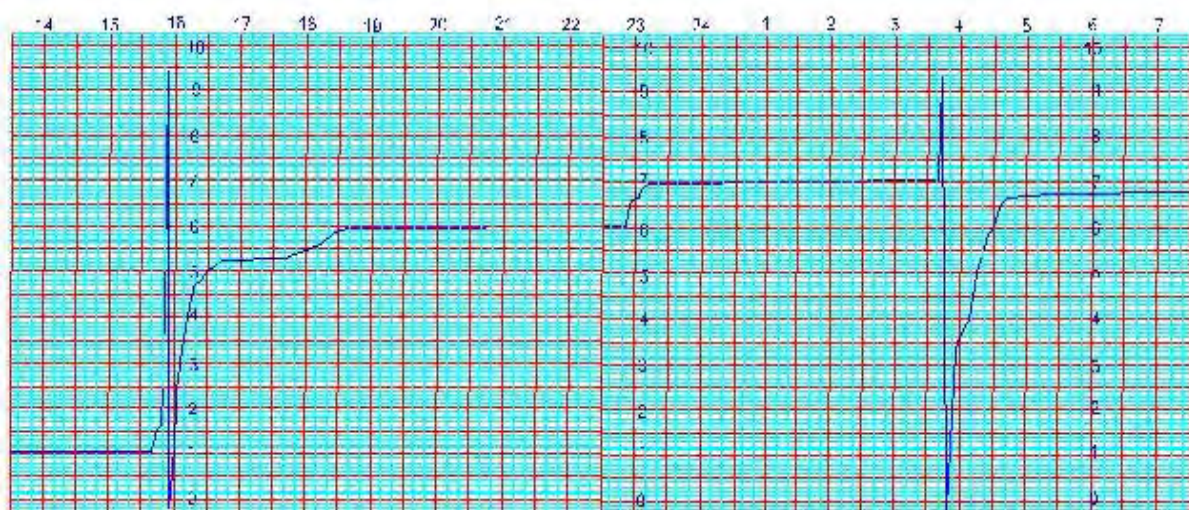


en lugares donde la lluvia no es diaria y las mensuales en períodos de estación seca o verano.

Su lectura se hará especialmente a las 8:00 A.M; la utilización del pluviógrafo es importante porque determina la intensidad de las precipitaciones, que es el factor fundamental para la clasificación de la precipitación en débil, moderado o fuerte.

### 2.1.2 CURVA MASA

La curva masa es la variación de la lluvia en un periodo de 24 hrs. Para obtenerla es necesario contar con el registro pluviográfico, como el mostrado en la figura 2.2.



**Figura 2.2.** Registro generado por el pluviógrafo.

Si se eliminan del registro las líneas verticales descendentes y se grafica de forma continua y acumulada la altura de precipitación se obtendrá una curva que se conoce como *curva masa* de precipitación (figura 2.3) caracterizándose por formarse de curvas ascendentes y las líneas horizontales.

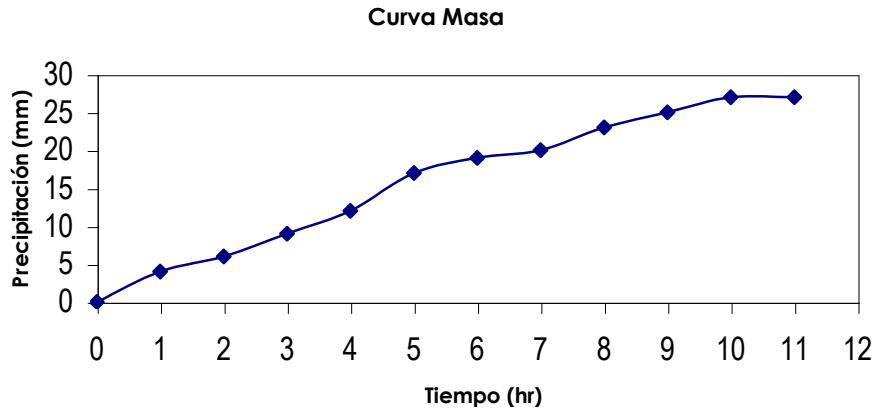
Es posible graficar la precipitación en forma de un diagrama de barras siendo conocida esta representación como hietograma, para su elaboración se debe establecer un intervalo de tiempo constante  $\Delta t$  y obtener la altura de precipitación para ese incremento de tiempo, estos





valores se graficarán en el eje de las “Y” mientras que en el eje de las “X” se ubicarán los incrementos de tiempo. Esta representación se conoce como hietograma de alturas de precipitación.

Si ahora la precipitación se divide entre el incremento de tiempo se obtendrá la intensidad de la precipitación siendo sus unidades en *mm/hr*. Esta representación gráfica se conocerá como hietograma de intensidades.



**Figura 2.3.** *Curva Masa*

## 2.2 Métodos de Regresión

### 2.2.1 Método de regresión lineal simple

Las tecnicas de regresión son el medio para estimar los parametros de un modelo matemático que expresa la relación de una variable dependiente o respuesta Y, la cual no se puede controlar en un experimento, en función de una o más variables independientes o de regresión  $X_1, X_2, \dots, X_k$ , las cuales se miden con un error despreciable y en algunos casos se controlan en el experimeto.

La relación fija para un conjunto de datos experimentales se caracteriza por una ecuación de predicción que recibe el nombre de ecuación de regresión. Para el caso de una variable dependiente Y, y una sola variable independiente X, se puede plantear un modelo de regresión lineal simple porblación del tipo.





$$\mu_{Y|X} = \alpha + \beta x \quad 2.1$$

Donde

$\alpha, \beta$  parámetros que se estiman a partir de los datos muestrales  
 $\mu, x$  valor esperado de  $Y$  dado que  $X$  ha ocurrido.

Si se considera como estimadores de  $\mu_{Y|X}, \alpha$  y  $\beta, \hat{y}, a$  y  $b$ , entonces la línea de regresión ajustada se puede plantear como:

$$\hat{y} = a + bx \quad 2.2$$

El símbolo  $\hat{y}$  se utiliza para distinguir entre el valor estimado que da la línea de regresión muestral y un valor experimental real observado  $y_i$  para algún valor de  $x_i$ .

El modelo del tipo de expresión (2.2) no es exacto físicamente, puesto que  $X$  y  $Y$ , son generalmente variables aleatorias y, más aún, su dependencia puede no conocerse en forma exacta.

Por lo anterior es más preciso escribir el modelo como:

$$Y = \mu_{Y|X} + E = \alpha + \beta X + E \quad 2.3$$

Donde  $E$  es una variable aleatoria denominada término de error o perturbación estocástica, la cual se caracteriza por tener un valor esperado nulo, una varianza constante  $S^2$ , es independiente de la variable explicativa  $X$  y son independientes entre sí.

Si existen  $n$  pares de valores  $(x_i, y_i)$  de las variables aleatorias  $(X, Y)$  y están relacionadas linealmente por la función:

$$y_i = a + bx_i + \varepsilon_i \quad i = 1, 2, \dots, n \quad 2.4$$

Entonces;

$$\varepsilon_i = y_i - \hat{y}_i = y_i - (a + bx_i) \quad 2.5$$





Donde

$\varepsilon_i$  Residuo y describe el error en el ajuste del modelo en el punto  $i$  de los datos.

Con las prioridades:

$$E[\varepsilon_i] = 0, E[(\varepsilon_i - \mu_\varepsilon)^2] = E[\varepsilon_i^2] = S_\varepsilon^2 \text{ y } E[\varepsilon_i \varepsilon_j] = 0 \quad 2.6$$

El método de mínimos cuadrados entre los estimadores  $\hat{a}$  y  $\hat{b}$  de los parámetros de la expresión al minimizar la suma de los cuadrados de los errores y  $\varepsilon_i$ .

$$\hat{a} \hat{b} \varepsilon_i \min SS = \min \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 = \min \sum_{i=1}^n [y_i - (a + bx_i)]^2 \quad 2.7$$

Para encontrar el mínimo se deriva la expresión con respecto a cada uno de los parámetros y se igualan con cero  $\delta SS / \delta b = 0$ , así,

$$-2 \sum_{i=1}^n (y_i - a - bx_i) = 0 \quad 2.8$$

$$-2 \sum_{i=1}^n (y_i - a - bx_i)x_i = 0 \quad 2.9$$

Que al resolver para el conjunto de parámetros se tiene

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n y_i \sum_{i=1}^n x_i^2 - \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n x_i y_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - (\sum_{i=1}^n x_i)^2} = \bar{y} - b\bar{x} \quad 2.10$$

$$b = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n y_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - (\sum_{i=1}^n x_i)^2} = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{y}(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad 2.11$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad 2.12$$





$$S_x = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2} \quad 2.13$$

$$\hat{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad 2.14$$

$$S_y = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \right]^{1/2} \quad 2.15$$

La suma de los cuadrados y productos cruzados aparecen frecuentemente en cálculos de regresión, y se define como

$$S_{xx} = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \left\{ \sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{1}{n} \left( \sum_{i=1}^n x_i \right)^2 \right\} \quad 2.16$$

$$S_{yy} = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 = \left\{ \sum_{i=1}^n y_i^2 - \frac{1}{n} \left( \sum_{i=1}^n y_i \right)^2 \right\} \quad 2.17$$

$$S_{xy} = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) = \left\{ \sum_{i=1}^n x_i y_i - \frac{1}{n} \left( \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n y_i \right) \right\} \quad 2.18$$

Así,

$$b = S_{xy} / S_{xx} \quad 2.19$$

El coeficiente de correlación lineal simple se define por

$$r = \frac{Cov(x, y)}{\sqrt{S_x^2} \sqrt{S_y^2}} = \frac{S_{xy} [n-1]^{-1}}{S_x S_y}, \quad -1 < r < 1 \quad 2.20$$

El coeficiente de determinación, que es igual a la porción de la varianza de y que es explicada por la ecuación de regresión, se expresa como:

$$r^2 = b^2 \frac{S_x^2}{S_y^2}, \quad 0 < r^2 < 1 \quad 2.21$$





De esta última relación se desprende que para  $r^2 = 0$  la regresión no explica nada de la varianza de las variables independientes. Cuando  $r^2 = 1$  no existen desviaciones o errores en torno a la línea de mínimos cuadrados, es decir, se tiene un ajuste perfecto.

### 2.2.2 Regresión Lineal Múltiple

Un modelo de regresión lineal múltiple (MRLM) trata de explicar el comportamiento de una determinada variable dependiente o exógena ( $Y$ ) en función de un conjunto de  $k$  variables independientes  $X_1, X_2, \dots, X_k$  mediante una relación de dependencia lineal (suponiendo  $X_1 = 1$ ):

$$Y = \beta_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_k X_k + U \quad 2.22$$

Donde

$U$  Término de error

Para determinar el modelo anterior, es necesario estimar el valor de los coeficientes  $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k$ . La linealidad en parámetros posibilita la interpretación correcta de los parámetros del modelo. Los parámetros miden la intensidad media de los efectos de las variables independientes sobre la variable a explicar y se obtienen al tomar las derivadas parciales de la variable a explicar respecto a cada una de las variables independientes:

$$\beta_j = \frac{\partial Y}{\partial X_j}; j = 1, \dots, k \quad 2.23$$

El objetivo es asignar valores numéricos a los parámetros  $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k$ . Es decir, se trata de estimar el modelo de manera que, los valores ajustados de la variable dependiente resulten tan próximos a los valores realmente observados como sea posible.

A fin de poder determinar las propiedades de los estimadores obtenidos al aplicar distintos métodos de estimación y realizar diferentes contrastes, se





especifica un conjunto de hipótesis sobre el MRLM. Existen tres grupos de hipótesis:

- ✓ Hipótesis sobre el término del error
- ✓ Hipótesis sobre las variables independientes
- ✓ Hipótesis sobre los parámetros del modelo

### 2.2.2.1 Hipótesis sobre el término del error

Para una muestra de  $n$  observaciones se tendrá el siguiente sistema de  $n$  ecuaciones lineales:

$$\begin{aligned} Y_1 &= \beta_1 + \beta_2 X_{21} + \dots + \beta_k X_{k1} + U_1 \\ Y_2 &= \beta_1 + \beta_2 X_{22} + \dots + \beta_k X_{k2} + U_2 \\ &\vdots \\ Y_n &= \beta_1 + \beta_2 X_{2n} + \dots + \beta_k X_{kn} + U_n \end{aligned} \quad 2.24$$

o, en forma matricial:

$$Y = XB + U \quad 2.25$$

Donde:

$$Y = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \vdots \\ Y_n \end{bmatrix}, \quad X = \begin{bmatrix} 1 & X_{21} & \dots & X_{k1} \\ 1 & X_{22} & \dots & X_{k2} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ 1 & X_{2n} & \dots & X_{kn} \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \vdots \\ \beta_k \end{bmatrix}, \quad U = \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ \vdots \\ U_n \end{bmatrix}$$

La hipótesis del MRLM se resume en el término de error, así:

**a)** El valor esperado del error es cero:

$$E[U_i] = 0 \quad ; \quad i = 1, \dots, n \quad 2.26$$

**b)** Todos los términos de error tienen la misma varianza (varianza constante):







$$\text{Var}[U_i] = \text{Var}[U_j] = \sigma^2 \quad ; \quad i \neq j \quad 2.27$$

Por lo tanto, todos los términos de la diagonal principal de la matriz de varianzas y covarianzas serán iguales:

$$\text{Var}[U] = \begin{bmatrix} \sigma^2 & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \sigma^2 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \sigma^2 \end{bmatrix} \quad 2.28$$

**c)** No autocorrelación: los errores son independientes unos de otros, la matriz de varianzas y covarianzas es una matriz diagonal (fuera de la diagonal principal los elementos son cero):

$$\text{Var}[U] = \begin{bmatrix} \sigma_1^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \sigma_2^2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & \sigma_n^2 \end{bmatrix} \quad 2.29$$

Bajo las hipótesis a) y c), la matriz de varianzas y covarianzas tendrá la siguiente forma:

$$\text{Var}[U] = \begin{bmatrix} \sigma^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \sigma^2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & \sigma^2 \end{bmatrix} = \sigma^2(I_n) \quad 2.30$$

Donde

$I_n$  Matriz identidad de orden  $n$

**d)** El error sigue una distribución normal:





$$U \approx N(0_n, \sigma^2(I_n)) \quad 2.31$$

### 2.2.2.2 Hipótesis sobre las variables independientes

- Las variables independientes son fijas o determinísticas.
- Las variables independientes no están correlacionadas con el error aleatorio.
- Las variables independientes no presentan relación lineal exacta entre sí.
- Las variables independientes son medidas sin error.
- En el modelo no se excluyen las variables relevantes e irrelevantes al explicar el comportamiento de la variable dependiente.

### 2.2.2.3 Hipótesis sobre los parámetros del modelo

La hipótesis de permanencia estructural, lo cual quiere decir que los parámetros poblacionales,  $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k$ , a partir de la información muestral disponible de las variables observables del modelo. Únicamente se considerara dos métodos de estimación:

- ✓ Método de mínimos cuadrados ordinarios (MCO)
- ✓ Método de máxima verosimilitud (MV)

### Estimación por mínimos cuadrados (MCO)

Sea un modelo en forma matricial

$$Y = X(B) + U \quad 2.32$$

Suponiendo que el modelo ha sido estimado, obteniéndose  $\hat{Y}$ , vector de valores de la variable dependiente implicado por el modelo. La diferencia entre los valores observados y los estimados,  $e = Y - \hat{Y} = Y - X(\hat{B})$  se denomina vector de residuos. Ahora bien, el problema consiste en minimizar la suma de los cuadrados de residuos, con respecto del vector de parámetros

estimados,  $B$ . Del problema de optimización se deduce la siguiente expresión de mínimos cuadrados ordinarios del modelo de regresión lineal múltiple:





$$\hat{B} = (X'(X))^{-1}(X')Y \quad 2.33$$

Cuya varianza viene dada por

$$\text{var}[\hat{B}] = \sigma^2(X'(X))^{-1} \quad 2.34$$

El estimador MCO de la varianza del término de error es:

$$\hat{\sigma}_u^2 = \frac{e'e}{n-k} \quad 2.35$$

Donde  $n$  es el número de observaciones y  $K$  es el número de elementos del vector  $B$ .

Bajo la hipótesis de errores cíclicos, el estimador MCO del vector  $B$  cumple una serie de propiedades que le convierte en un insesgado (el valor esperado del estimador coincide con el valor real del parámetro), eficiente (de varianza mínima), y consistente.

Además, el estimados MCO de la varianza del término de error  $\hat{\sigma}_u^2$  es también insesgado.

### Estimación por máxima verosimilitud

Este método propone como un estimador el valor que maximiza la probabilidad de obtener la muestra ya disponible.

Se basa prácticamente en la distribución que sigue el término de error. A tales efectos, se suele suponer que los errores aleatorios tienen una distribución normal que, además de cumplir las propiedades de una muestra grande, es una aproximación cómoda y fácil de manejar.

El modelo que se utiliza es  $Y = X(B) + U$ , se supondrá que el término aleatorio sigue la distribución Normal:

$$f(u_i) = \frac{1}{2\pi\sigma} \exp\left\{-\frac{u_i^2}{2\sigma^2}\right\}, \quad i = 1, \dots, n \quad 2.36$$





Maximizar la posibilidad de obtener la muestra ya disponible equivale a maximizar la función de densidad conjunta del vector aleatorio,  $U$ . Por lo tanto la expresión de la función de densidad conjunta es:

$$f(U) = \prod_{i=1}^n f(u_i) = \frac{1}{(2\pi\sigma^2)^{\frac{n}{2}}} \exp\left\{-\frac{\sum u_i^2}{2\sigma^2}\right\} \quad 2.37$$

Como  $U$  sigue una distribución Normal Multivariada de orden  $k$ , la variable  $Y$ , al ser una combinación lineal de los errores aleatorios, también seguirá el comportamiento de la distribución Normal Multivariada. Así para que la función de densidad conjunta sea una función de verosimilitud, el vector aleatorio  $U$  se expresara en función del vector  $Y$ , es decir:

$$L(Y; \beta, \sigma^2) = \frac{1}{(2\pi\sigma^2)^{\frac{n}{2}}} \exp\left\{-\frac{(Y - X\beta)(Y - X\beta)}{2\sigma^2}\right\} \quad 2.38$$

Se trata de maximizar la función de verosimilitud. Como la ecuación anterior resulta complicada, se aplicará una transformación logarítmica:

$$\ln L(Y; \beta, \sigma^2) = -\frac{n}{2} \ln(2\pi) - \frac{n}{2} \ln(2\sigma^2) - \frac{(Y - X\beta)(Y - X\beta)}{2\sigma^2} \quad 2.39$$

Derivando la función de verosimilitud con respecto a  $B$  y  $\sigma^2$ , e igualando las derivadas a cero, se obtiene:

$$\hat{B}_{MV} = (X'X)^{-1}X'Y \quad 2.40$$

Cuya varianza es la siguiente:

$$\text{var}[\hat{B}_{MV}] = \sigma^2(X'X)^{-1} \quad 2.41$$

Además el estimador MCO de la varianza del término de error es:





$$\hat{\sigma}_{MV}^2 = \frac{e'e}{n-k} \quad 2.42$$

Donde  $n$  es el número de observaciones y  $k$  es el número de elementos del vector  $B$ .

Se observa que el estimador de MV de  $B$  coincide con el MCO, con lo que se tendrá las mismas propiedades; será lineal, insesgado, óptimo y consistente.

Es fácil ver que el estimador de MV de  $\sigma^2$ , en cambio, resulta diferente del MCO y no es insesgado aunque si es asintóticamente insesgado.

#### 2.2.2.4 Medidas de Bondad de Ajuste

Una de las técnicas es la suma de los cuadrados de errores, SCE, que puede expresarse de varias formas, una de ellas es:

$$e'e = \sum_{i=1}^n e_i^2 = Y'Y - \hat{B}X'Y = Y'Y - \hat{Y}'\hat{Y} = \sum_{i=1}^n Y_i^2 - \sum_{i=1}^n \hat{Y}_i^2 \quad 2.43$$

Despejando la suma de cuadrados de la variable dependiente se tiene:

$$Y'Y = \hat{Y}'\hat{Y} + e'e \quad 2.44$$

O bien

$$\sum_{i=1}^n Y_i^2 = \sum_{i=1}^n \hat{Y}_i^2 + \sum_{i=1}^n e_i^2 \quad 2.45$$

Restando a ambos lados el término  $n\bar{Y}^2$  se obtiene:

$$Y'Y - n\bar{Y}^2 = \hat{Y}'\hat{Y} - n\bar{Y}^2 + e'e \quad 2.46$$

O bien:

$$\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2 = \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2 = \sum_{i=1}^n (\hat{Y}_i - \bar{Y})^2 + \sum_{i=1}^n e_i^2 \quad 2.47$$





El miembro izquierdo representa la suma de cuadrados totales (SCT) y no es sino la suma de cuadrados de las desviaciones respecto a su media aritmética.

Por otra parte, si el modelo tiene término independiente, a la cantidad  $\hat{Y} \cdot \hat{Y} - n\bar{Y}^2 = \sum_{i=1}^n (\hat{Y}_i - \bar{Y})^2$  se le denomina suma de cuadrados de la regresión (SCR).

Se definirá el coeficiente de determinación,  $R^2$ , el cual será la primera medida de bondad de ajuste:

$$R^2 = 1 - \frac{SCE}{SCT} \quad 2.48$$

Donde:

SCE Suma de los errores cuadrados  
SCT Variación Total de la variable dependiente

Si el modelo tiene término independiente, entonces se cumple la igualdad  $SCT=SCR+SCE$ , y el coeficiente de determinación podrá expresarse como:

$$R^2 = \frac{SCR}{SCT} \quad 2.49$$

El coeficiente de determinación indica que proporción de variabilidad total queda explicada por la regresión. Si el modelo tiene término independiente, entonces  $R^2$  toma valores entre 0 y 1.

El uso de  $R^2$  presenta algunas limitaciones a la hora de comparar varios modelos desde la perspectiva de bondad de ajuste. Cuando se desea llevar a cabo un análisis comparativo entre varios modelos, se utilizará el valor de  $R^2$  corregido.

$$R^2 = 1 - \frac{n-1}{n-k} (1 - R^2) \quad 2.50$$





### 2.2.2.5 Análisis estadístico

Para contrastar las hipótesis de significatividad individual, se tiene:

$$H_0 : \beta_j = 0 \quad 2.51$$

$$H_A : \beta_j \neq 0 \quad 2.52$$

El estadístico t-Student que se utiliza para realizar la prueba es:

$$t_j = \frac{\hat{\beta}_j}{\sqrt{\hat{\sigma}_u^2 \alpha_{jj}}} \cong t_{n-k} \quad 2.53$$

Donde

$$\sqrt{\hat{\sigma}_u^2 \alpha_{jj}} \quad \text{Error estimado de } \hat{\beta}_j$$

$$\alpha_{jj} \quad \text{J-ésimo elemento de la diagonal principal de la matriz } (X'X)^{-1}$$

Dado un nivel de significación de  $\alpha$ ; las tablas de distribuciones nos proporcionan la cantidad  $|t_j| \geq t_{n-k, \alpha/2}$  que es el valor asociado a una t-student con  $n-k$  grados de libertad que deja a su derecha un área de  $\alpha/2$  (o equivalente, deja a su izquierda un área de  $1-\alpha/2$ ). La regla de decisión que se utiliza para determinar si el parámetro asociado a la variable  $X_j$  es individualmente significativo o no será:

- ✓ Si  $|t_j| \geq t_{n-k, \alpha/2}$ , el estadístico cae fuera de la región de aceptación, por lo que se rechazará la hipótesis nula. Se concluirá que el parámetro es significativamente diferente de cero.
- ✓ Si  $|t_j| < t_{n-k, \alpha/2}$ , el estadístico cae dentro de la región de aceptación, por lo que no se rechazará la hipótesis nula. Por lo tanto, el parámetro no es significativo.





Si se desea contrastar la significación conjunta, las hipótesis se plantearan de la siguiente manera:

$$H_0 : \beta_2 = \beta_3 = \dots = \beta_k = 0 \quad 2.54$$

$$H_A : \text{NO } H_0 \quad 2.55$$

El término independiente no contribuye al explicar la variabilidad de la variable dependiente, con lo cual no se incluye en la restricción

El estadístico  $F$  de *Snedecor* que se utilizará para la realización de la prueba será:

$$F_0 = \frac{R^2}{1-R^2} \left( \frac{n-k}{n-1} \right) \cong F_{k-1, n-k} \quad 2.56$$

El estadístico se distribuye bajo la hipótesis nula con una distribución  $F$  de *Snedecor* con  $k-1$  grados de libertad en el numerador y  $n-k$  grados de libertad en el denominador. La regla de decisión utilizada para comprobar la significación global del modelo será:

✓ Si  $F_0 \geq F_{k-1, n-k; \beta\alpha}$  el estadístico de contraste cae fuera de la región de aceptación, con lo que se rechaza la hipótesis nula. Por lo tanto es globalmente significativo.

✓ Si  $F_0 < F_{k-1, n-k; \beta\alpha}$ , el estadístico de contraste cae dentro de la región de aceptación, de modo que ahora la hipótesis nula no se rechaza. En consecuencia, se puede afirmar que el modelo no es globalmente significativo.

## 2.3 Funciones de probabilidad

### 2.3.1 Distribución exponencial con un parámetro $\beta$

$$f(x) = 1 - \beta e^{-\beta x} \quad x > 0 \quad 2.57$$

Donde







$\beta$  Parámetro de escala

Además

$$\mu = \frac{1}{\beta} \quad 2.58$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{\beta^2} \quad 2.59$$

### 2.3.2 Distribución exponencial de dos parámetros $\beta$ y $x_0$

$$f(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad 2.60$$

$$f(x) = \frac{1}{\beta} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad 2.61$$

Donde

$x_0$  Parámetro de ubicación  
 $\beta$  Parámetro de escala

Además

$$\mu = x_0 + \beta \quad 2.62$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{\beta^2} \quad 2.63$$

$$\gamma = 2 \quad 2.64$$

### 2.3.3 Distribución Normal

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad 2.65$$





$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad -\infty < x < \infty \quad 2.66$$

Donde

$\mu$  Parámetro de ubicación  
 $\sigma$  Parámetro de escala

Además

$$E(x) = \mu \quad 2.67$$

$$E[(x - \mu)^2] = \sigma^2 \quad 2.68$$

$$\gamma = 0 \quad 2.69$$

$$k = 3 \quad 2.70$$

$$M(t) = e^{\mu t + (\sigma^2 t^2 / 2)} \quad 2.71$$

$$C(\theta) = e^{i\mu\theta - (\sigma^2 \theta^2 / 2)} \quad 2.72$$

### 2.3.4 Distribución Log Normal con dos parámetros

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2}, x > 0 \quad 2.73$$

Donde

$\mu_y$  Parámetro de ubicación  
 $\sigma_y$  Parámetro de escala  
 $\gamma > 0$

### 2.3.5 Distribución Log Normal con tres parámetros

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2}, x > x_0 \quad 2.74$$

Donde





$X_0$  Parámetro de ubicación  
 $\mu_y$  Parámetro de forma  
 $\sigma_y$  Parámetro de escala

### 2.3.6 Distribución Gamma con dos parámetros

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} dx \quad 2.75$$

$$\begin{aligned} 0 &\leq x < \infty \\ \text{si } \alpha > 0 &\rightarrow \gamma > 0 \\ \gamma &> 0 \end{aligned}$$

Donde

$\alpha$  Parámetro de escala  
 $\beta$  Parámetro de forma  
 $\Gamma(\beta)$  Función Gamma completa

Además

$$\mu = \beta\alpha \quad 2.77$$

$$\sigma^2 = \alpha^2\beta \quad 2.78$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta}} \quad 2.79$$

### 2.3.7 Distribución Gamma con tres parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left( \frac{x-x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)}, \quad \alpha > 0 \quad 2.80$$

$$\begin{aligned} \text{si } \alpha > 0 &\rightarrow \gamma > 0 \\ \gamma &> 0 \end{aligned}$$





Donde

$X_0$  Parámetro de ubicación

$\alpha$  Parámetro de escala

$\beta$  Parámetro de forma

Además

$$\mu = x_0 + \alpha\beta \quad 2.81$$

$$\sigma^2 = \alpha^2\beta \quad 2.82$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta}} \quad 2.83$$

$$k = 3\left(1 + \frac{\gamma^2}{2}\right) \quad 2.84$$

### 2.3.8 Distribución de valores extremos tipo I (Gumbel)

$$F(x) = e^{-e^{-\left[\frac{x-u}{\alpha}\right]}} \quad 2.85$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)} e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}} \quad -\infty < x < \infty, \alpha > 0 \quad 2.86$$

Donde

$v$  Parámetro de ubicación

$\alpha$  Parámetro de escala

$$E(x) = \hat{v} + 0.5772\hat{\alpha} \quad 2.87$$

$$\sigma^2 = \frac{\pi^2\hat{\alpha}^2}{6} \quad 2.88$$

$$\gamma = 1.1396 \quad 2.89$$

$$k = 5.4002 \quad 2.90$$





La variable reducida Gumbel es

$$y_i = \frac{x_i - u}{\alpha} \quad 2.91$$

## 2.4 Estimación de parámetros por el Método de Momentos

El método de los momentos es un procedimiento muy sencillo para encontrar un estimador de uno o más parámetros poblacionales. Consiste básicamente en plantear un sistema de ecuaciones, cuyo tamaño depende del número de parámetros a estimar. Esto se hace al igualar los momentos poblacionales con los muestrales.

Los momentos poblacionales pueden obtenerse con respecto a la media o con respecto al origen. Ya sea que se utilice una u otra se podrá hacer las transformaciones necesarias.

Los momentos muestrales, también conocidos como estadísticos muestrales, se obtienen con las siguientes expresiones.

### Media

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad 2.92$$

### Varianza Sesgada

$$S_{sesg}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad 2.93$$

### Varianza no sesgada

$$S_{insesg}^2 = \frac{n}{n-1} S_{sesg}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad 2.94$$

### Coefficiente de asimetría sesgado





$$g_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(S_{sesg}^2)^{\frac{3}{2}}} \quad 2.95$$

**Coeficiente de asimetría no sesgado**

$$g_{insesg} = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)} g_{sesg} \quad 2.96$$

**Coeficiente de curtosis sesgado**

$$k_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{(S_{sesg}^2)^2} \quad 2.97$$

**Coeficiente de curtosis no sesgado**

$$k_{insesg} = \frac{n^3}{(n-1)(n-2)(n-3)} k_{sesg} \quad 2.98$$

**Desviación estándar**

$$S = \sqrt{S^2} \quad 2.99$$

**Coeficiente de variación**

$$Cv = \frac{S}{\bar{x}} \quad 2.100$$

En el análisis hidrológico se recomienda el uso de los estadísticos no sesgados, ya que generalmente se trabaja con muestras relativamente pequeñas.

#### 2.4.1 Distribución exponencial con un parámetro ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{1}{\hat{\mu}} = \frac{1}{\bar{x}} \quad 2.101$$



**2.4.2 Distribución exponencial de dos parámetros  $\beta$  y  $x_0$** 

$$\hat{\beta} = S \quad 2.102$$

$$\hat{x}_0 = \hat{x} - S \quad 2.103$$

**2.4.3 Distribución Normal**

$$\hat{\mu} = \bar{x} \quad 2.104$$

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad 2.105$$

**2.4.4 Distribución Log Normal con dos parámetros**

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad 2.106$$

$$\hat{\mu}_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \hat{\mu}_y)^2}{n} \quad 2.107$$

**2.4.5 Distribución Log Normal con tres parámetros**

$$\hat{x}_0 = \bar{x} \left( 1 - \frac{\hat{\eta}_x}{\hat{\eta}_z} \right) \quad 2.108$$

Donde

$$\hat{\eta}_x = \frac{S}{\bar{x}} \quad 2.109$$

$$\hat{\eta}_z = \frac{1 - w^{\frac{2}{3}}}{w^{\frac{1}{3}}} \quad 2.110$$





$$w = \frac{(g^2 + 4)^{\frac{1}{2}} - g}{2} \quad 2.111$$

$$\hat{\mu}_y = \ln\left(\frac{s}{\hat{\eta}_Z}\right) - \frac{1}{2} \ln(\hat{\eta}_Z^2 + 1) \quad 2.112$$

$$\hat{\sigma}_y = [\ln(\hat{\eta}_Z^2 + 1)]^{\left(\frac{1}{2}\right)} \quad 2.113$$

#### 2.4.6 Distribución Gamma con dos parámetros

$$\hat{\alpha} = \frac{s^2}{\bar{x}} \quad 2.114$$

$$\hat{\beta} = \left(\frac{\hat{x}}{s}\right)^2 \quad 2.115$$

#### 2.4.7 Distribución Gamma con tres parámetros

$$\hat{\beta} = \frac{4}{g^2} \quad 2.116$$

$$\hat{\alpha} = \frac{s}{\sqrt{\hat{\beta}}} \quad 2.117$$

$$\hat{x}_0 = \bar{x} - s\sqrt{\hat{\beta}} \quad 2.118$$

#### 2.4.8 Distribución de valores extremos tipo I (Gumbel)

$$\hat{v} = \bar{x} - 0.45 S \quad 2.119$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0.785 S \quad 2.120$$







## 2.5 Límites de confianza

Los límites de confianza son empleados para estimar las incertidumbres asociadas con la determinación de los eventos para periodos de retorno específicos.

Puesto que una distribución de frecuencias es únicamente un estimado de la muestra de cierta población, es probable que otra muestra de igual longitud de esa misma población, pero tomada en diferente tiempo produzca otra curva de frecuencias. Los límites o intervalos de confianza definen el rango dentro del cual se espera que se ubiquen éstas curvas con cierto nivel de confianza. Es decir,

$$\hat{X}_1 = \hat{X}_T \pm u_\alpha S_T \quad 2.121$$

Donde

$\hat{X}_1$  Límites de confianza superior e inferior

$U_\alpha$  Evento obtenido a partir de la función de distribución para cierto Periodo de retorno

$U_\alpha$  Desviación normal estándar para un nivel de confianza

Con límites al 90%

$$\alpha = 0.10 \quad u_\alpha = 1.645212$$

Con límites al 95%

$$\alpha = 0.05 \quad u_\alpha = 1.960395$$

Con límites al 99%

$$\alpha = 0.01 \quad u_\alpha = 2.576236$$

$S_T$  Desviación estándar de los eventos estimados para un periodo de retorno  $T$ .

A continuación se dan las expresiones de  $\hat{X}_T$  y  $\hat{S}_T$  para algunas distribuciones (Kite, 1988).





### 2.5.1 Distribución Normal

$$\hat{X}_T = \hat{\mu} + \hat{\sigma}U_T \quad 2.122$$

Desviación estándar de los eventos  $\hat{X}_T$  por momentos y máxima verosimilitud.

$$S_T = \left[1 + \frac{U_T^2}{2}\right]^{1/2} \frac{\hat{\sigma}}{\sqrt{n}} \quad 2.123$$

Donde  $n$  es el tamaño de la muestra analizada.

Para un probabilidad acumulada  $0 < F(x) \leq 0.5 < F(x) \leq 0.5$

$$U_T = \frac{b_0 + b_1v + b_2v^2}{1 + b_3v + b_4v^2 + b_5v^3} \quad 2.124$$

Donde

$$b_0=2.515517$$

$$b_1=0.802853$$

$$b_2=0.010328$$

$$b_3=1.432788$$

$$b_4=0.18926$$

$$b_5=0.001308$$

$$v = \sqrt{\ln\left\{\frac{1}{[F(x)]^2}\right\}} \quad 2.125$$

Para una probabilidad acumulada  $0.5 < F(x) \leq 1 < F(x) \leq 1$  se cambia  $F(x)$  por  $[1 - F(x)]$  en la expresión 2.125 y el signo al valor  $U_T$  calculado con la ecuación 2.124 aquí  $F(x) = 1/T$  y  $T =$  periodo de retorno en años.



**2.5.2 Distribución Log Normal con 2 parámetros**

$$\hat{X}_T = \exp(\hat{\mu}_y + U_T \hat{\sigma}) \quad 2.126$$

Desviación estándar los de los eventos  $\hat{X}_T$  por momentos

$$S_T = \left(1 + \frac{U_T^2}{2}\right)^{1/2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{n}} \quad 2.127$$

**2.5.3 Distribución de valores extremos tipo I (Gumbel)**

$$\hat{X}_T = \hat{v} - \hat{\alpha} \ln[-\ln(1 - 1/T)] \quad 2.128$$

Desviación estándar de los eventos  $\hat{X}_T$  por momentos

$$S_T = \left[ \frac{\hat{\sigma}^2}{2} (1 + 1.1396k_T + 1.10k_T^2) \right]^{1/2} \quad 2.129$$

Donde

$$k_T = -\left\{0.45 + 0.7797 \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right\} \text{ donde } T = \frac{n+1}{m} \quad 2.130$$

**2.6 Cálculo de homogeneidad de una muestra**

Las fases de planeación, diseño, construcción y operación de los aprovechamientos hidráulicos están siempre relacionadas con eventos hidrológicos futuros. La complejidad de los procesos físicos de estos eventos hace casi imposible tener estimaciones confiables de diseño basadas en las leyes de la mecánica o la física, ya sea porque estos métodos son insuficientes o porque el modelo matemático resultante es muy complicado. Una alternativa en el análisis hidrológico es la aplicación de los conceptos de la teoría de probabilidad y estadística.





El análisis de frecuencias de los gastos máximos anuales se emplea para proveer la magnitud de un evento  $\bar{Q}_T$ , de cierto periodo de retorno  $T$ , para el diseño de una obra hidráulica; manejo de las llanuras de inundación, y como ayuda en los procesos de planeación y manejo de las cuencas hidrológicas. Sin embargo, el proyectista no solo debe estimar la magnitud del evento del diseño, sino también debe proporcionar la excedencia, con el fin de fijar la seguridad del funcionamiento de la obra, o bien el riesgo de falla.

Las características estadísticas de las series hidrológicas, como la media, la desviación estándar y los coeficientes de correlación serial, se afectan cuando la serie presenta tendencia en la media o en la varianza, o cuando ocurren saltos negativos o positivos; tales anomalías son producidas por la pérdida de homogeneidad.

En general, la falta de homogeneidad de los datos es inducida por las actividades humanas como la deforestación, apertura de nuevas áreas de cultivo, rectificación de cauces, construcción de embalses y reforestación. También es producto de los procesos naturales súbitos, como incendios forestales, terremotos, deslizamientos de laderas y erupciones volcánicas.

Las pruebas estadísticas que miden la homogeneidad de una serie de datos presentan una hipótesis nula y una regla para aceptarla o rechazarla.

A continuación se describen tres tipos de pruebas para la determinación de la homogeneidad de una muestra.

### 2.6.1 Prueba estadística de Helmer

Esta prueba es sencilla y consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento  $Q_j$  de la serie para  $j$  para  $i=1,2,\dots,n_j$ , con respecto al valor medio  $\bar{Q}_j$ . Si una desviación de un cierto signo es seguida de otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia  $S$ , de lo contrario se considera como un cambio  $C$ .

La serie se considera homogénea si se cumple :





$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_j - 1} \quad 2.131$$

### 2.6.2 Prueba estadística t de Student

Cuando la causa probable de la perdida de la homogeneidad de la serie sea un cambio abrupto en la media, la prueba del estadístico  $t$  es muy útil.

Si se considera una serie  $Q_j^i$  para  $i=1,2,\dots,n$ , del sitio  $j$ , la cual se divide en dos conjuntos de tamaño  $n_1=n_2=n_j/2$ , entonces, el estadístico de prueba se define con la expresión:

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[ \frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left( \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}}$$

Donde

- ✓  $\bar{X}_1, S_1^2$  son la media y la varianza de la primera parte del registro de tamaño  $n_1$ .
- ✓  $\bar{X}_2, S_2^2$  son la media y la varianza de la segunda parte del registro de tamaño  $n_2$ .

El valor absoluto de  $t_d$  se compara con el valor de la distribución  $t$  de Student de dos colas, y con  $\nu = n_1 + n_2 - 2$  grados de libertad y para un nivel  $\alpha = 0.05$ , tabla 2.1.





## DISTRIBUCIÓN *t* DE STUDENT

Grados de libertad	Nivel de significancia	
	Una cola 5%	Dos colas 5%
1	6.314	12.706
2	2.920	4.303
3	2.353	3.182
4	2.132	2.776
5	2.015	2.571
6	1.943	2.447
7	1.895	2.365
8	1.860	2.306
9	1.833	2.262
10	1.812	2.228
11	1.796	2.201
12	1.782	2.179
13	1.771	2.160
14	1.761	2.145
15	1.753	2.131
16	1.746	2.120
17	1.740	2.110

Grados de libertad	Nivel de significancia	
	Una cola 5%	Dos colas 5%
18	1.734	2.101
19	1.729	2.093
20	1.725	2.086
21	1.721	2.080
22	1.717	2.074
23	1.714	2.069
24	1.711	2.064
25	1.708	2.060
26	1.706	2.056
27	1.703	2.052
28	1.701	2.048
29	1.699	2.045
30	1.697	2.042
31	1.684	2.021
32	1.671	2.000
33	1.658	1.980
34	1.645	1.960

**Tabla 2.1** Distribución *t* de Student para una y dos colas y  $\alpha = 5\%$

Si y solo sí, el valor absoluto de  $t_d$  es mayor que aquel de la distribución *t* de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y por lo tanto la serie  $Q_j$  se considera homogénea.





### 2.6.3 Prueba estadística de Cramer

Esta prueba se utiliza con el propósito de verificar homogeneidad en el registro  $Q_i^j$  de la serie  $j$  para  $i=1,2,\dots,n_j$ , y también para determinar si el valor medio no varía significativamente de un periodo de tiempo a otro. Con este propósito se consideran tres bloques, el primero, del tamaño total de la muestra  $n_j$ ; el segundo de tamaño  $n_{60}$  (60% de los últimos valores de la muestra  $n_j$ ); y el tercero de tamaño  $n_{30}$  (30% de los últimos valores de la muestra  $n_j$ ).

La prueba compara que el valor de la media de  $Q_i^j$  del registro total con cada una de las medidas de los bloques elegidos  $Q_{60}^j$  y  $Q_{30}^j$ . Para que se considere la serie analizada como estacionaria en la media, se deberá cumplir que no existe una diferencia significativa entre las medias de los bloques.

$$\bar{Q}^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j}, \quad 2.133$$

$$S_{Q^j} = \left[ \frac{1}{(n_j)} \sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad 2.134$$

para una sola muestra analizada  $j = 1$

$$\bar{Q}_{60}^j = \sum_{k=1}^{n_{60}} \frac{Q_k^j}{n_{60}} \quad 2.135$$

$$\bar{Q}_{30}^j = \sum_{k=1}^{n_{30}} \frac{Q_k^j}{n_{30}} \quad 2.136$$

$$T_{60}^j = \frac{\bar{Q}_{60}^j - \bar{Q}^j}{S_{Q^j}} \quad 2.137$$





$$T_{30}^j = \frac{Q_{30}^{j-\bar{Q}^j}}{S_{Q^j}}$$

$$t_w = \left\{ \frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w[1 + (T_{30}^j)^2]} \right\}^{\frac{1}{2}} |T_{30}^j| \quad \text{para } w=60 \text{ y } w=30 \quad 2.139$$

El estadístico  $t_w$  tiene distribución  $t$  de Student de dos colas con  $\nu = n_1 + n_2 - 2$  grados de libertad y para un nivel  $\alpha = 0.05$ .

Si y solo sí, el valor absoluto de  $t_w$ , para  $w=60$  y  $w=30$ , es mayor que el de la distribución  $t$  de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y por tanto la serie  $Q_i^j$  se considera no homogénea.

## 2.7 Determinación de independencia de una muestra

Para que se pueda llevar a cabo el análisis de frecuencias se requiere que la muestra  $Q_i^j$  de la serie  $j$  para  $i = 1, 2, \dots, n_j$ , este compuesta por variables aleatorias. Para probarlo se aplica la prueba de independencia de Anderson, la cual hace uso del coeficiente de autocorrelación serial  $r_k^j$  para diferentes tiempos de retraso  $k$ . Si se analiza un solo registro, entonces  $j=1$ .

La expresión para obtener el coeficiente de autocorrelación serial de retraso  $k$  es:

$$r_k^j = \frac{\sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)(Q_{i+k}^j - \bar{Q}^j)}{\sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2}; \quad r_0^j = 1 \text{ y } k = 1, 2, \dots, \frac{n_j}{3} \quad 2.140$$

Donde

$$\bar{Q}^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j} \quad 2.141$$

Además los límites al 95% de confianza para  $r_k^j$  se pueden obtener como







$$r_{k}^{j}(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96 \sqrt{(n_j - k - 1)}}{n_j - k} \quad 2.142$$

La gráfica de los valores estimados para  $r_{k}^{j}$  (ordenadas) contra los tiempos de retraso  $k$  (abscisas), junto con sus correspondientes límites de confianza, se llama correlograma de la muestra.

Si y solo si, el 10% de los valores de  $r_{k}^{j}$  sobrepasan los límites de confianza se dice que la serie  $Q_i^j$  es independiente y por lo tanto es una variable que sigue las leyes de probabilidad.

## 2.8 Prueba de bondad de ajuste

Kite (1988) propuso un estadístico que permite seleccionar la mejor opción, entre diferentes modelos en competencia, para el ajuste de una muestra de datos  $Q_i^j$  para  $i=1,2,\dots,n_j$ , de un sitio  $j$ .

Este estadístico es conocido como el error estándar de ajuste, y tiene la forma

$$EE = \left[ \sum_{i=1}^{n_j} \frac{(\hat{Q}_T^j - Q_T^j)^2}{n_j - mp} \right]^{1/2} \quad 2.143$$

Donde  $Q_T^j$  son los eventos  $Q_i^j$  ordenadas de mayor a menor con un periodo de retorno asignado con la ecuación de Weibull como:

$$T = \frac{n_j + 1}{m} \quad 2.144$$

y una probabilidad de no excedencia:





$$P = 1 - \frac{1}{T}$$

2.145

$n_j$  Longitud en años del registro analizado.

$m$  Número de orden del registro,  $m=1$  para el evento más grande y  $m=n_j$  para evento más chico.

$Q_T^j$  Eventos estimados por cierta distribución de probabilidad para cada periodo de retorno  $T$  asignado a la muestra ordenada  $Q_i^j$ .

$mp$  Número de parámetros de la distribución ajustada, donde

La distribución de mejor ajuste será aquella que proporcione el mínimo valor del estadístico  $EE$ . Si una o mas distribuciones tienen valores similares del  $EE$ , entonces, se deberá optar por aquella distribución que tenga el menor número de parámetros.

## 2.9 Análisis de frecuencias de gastos máximos anuales

El análisis de frecuencias de los gastos máximos anuales de una muestra  $Q_i$ ,  $i=1,2,\dots,n$ , se emplea para proveer la magnitud de un evento  $\hat{Q}_T$ , de cierto periodo de retorno  $T$ , por medio del ajuste de una distribución de probabilidad, la cual es seleccionada como la mejor de un grupo de ellas.

La secuencia de análisis es la siguiente:

**Paso 1.** Recabar la información de los eventos  $Q_i, i=1,2,\dots,n$ . En este punto se debe verificar la calidad y cantidad de la información.

**Paso 2.** Verificar la homogeneidad de la serie mediante las pruebas de Helmert,  $t$  de Student y Cramer.

**Paso 3.** Obtención de los estadísticos muestrales de la serie  $Q_i$  prefiriendo los no segados, dado que generalmente se trabaja con muestras pequeñas.

**Paso 4.** Verificar con la prueba de Anderson la independencia de eventos de la serie  $Q_i$ .





**Paso 5.** La serie  $Q_i$  se ordena de mayor a menor, se le asigna un periodo de retorno  $T$  y una probabilidad de no excedencia.

**Paso 6.** A la serie  $Q_i$  se le ajustan las diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos y se selecciona aquel que proporcione el mínimo error estándar de ajuste  $EE$ .

**Paso 7.** Una vez que se obtiene la distribución de mejor ajuste de registro  $Q_i$ , es posible calcular los eventos  $\hat{Q}_T$  y sus límites de confianza para los periodos de retorno  $T= 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000$  y  $10,000$  años.





### 3. Pérdida de suelo

#### 3.1 Tipos de suelos

Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa. La mecánica de suelos desarrolló éstos sistemas de clasificación desde un principio. Primeramente, dado el escaso conocimiento que sobre los suelos se tenía, fundándose en criterios puramente descriptivos; nacieron así varios sistemas, de los cuales, los basados en las características granulométricas, ganaron popularidad rápidamente. Es evidente que un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser éstas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles.

A la vez esta base debe ser preponderantemente cualitativa, puesto que un sistema que incluyese relaciones cuantitativas y de detalle respecto a las propiedades mecánicas resultaría, sin duda, excesivamente complicado y de engorrosa aplicación práctica; además, un sistema útil de clasificación debe servir para normar el criterio del técnico para que sepa en qué dirección profundizar su investigación.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos está basado en el de Aeropuertos, hasta el grado que puede decirse que es el mismo con ligeras modificaciones. El sistema cubre los sistemas gruesos y finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas, en peso, son finas.

A continuación se describirá la clasificación de suelos.

##### 3.1.1 Suelos Gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, las que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de de grupo.

a) Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico *G* (gravel).





b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico **S** (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico **G**, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4, y es del grupo genérico **S**, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en 4 tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo **W** (*well graded*). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos **GW** y **SW**.

2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo **P** (*poorly graded*). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos **GM** y **SP**.

3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo **M** (*del sueco mo y mjala*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos **GM** y **SM**.

4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo **C** (*clay*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos **GC** y **SC**.

#### **A) Grupos GW y SW**

Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que pueden contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5%, de peso. Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.





## B) Grupos *GM* y *SP*

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio, deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados. Dentro de éstos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

## C) Grupos *GC* y *SC*

Como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelo debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos *GM* y *SM*. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla No. 40 sobre la línea A, teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo el símbolo doble *GP-GC* indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo *GW-SW* se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas





con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

- ✓ Limos inorgánicos, de símbolo genérico **M**.
- ✓ Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico **C**.
- ✓ Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico **O**.

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra **L** (low compresibility), obteniéndose por esta combinación los grupos **ML**, **CL**, y **OL**. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra **H**, teniéndose así los grupos **MH**, **CH** y **OH**.

Nótese que las letras **L** y **H** no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, se debe expresar en función de dos parámetros (**LL** e **I<sub>p</sub>**), mientras que en caso actual solo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, la compresibilidad de un suelo es mayor con respecto a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término de compresibilidad tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar seco parcialmente o preconsolidado. Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles forman un grupo independiente de símbolos *Pt*.

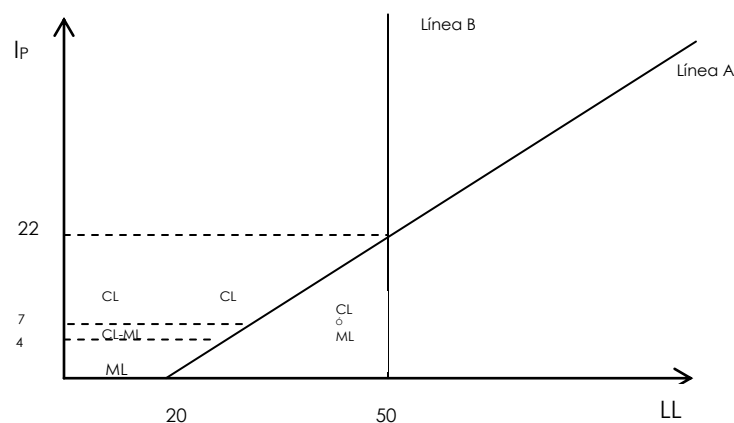


Figura 3.1 Carta de plasticidad actualizada.





El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos introdujo una modificación en la Carta de Plasticidad, tal como se mostró en la figura anterior. La modificación se refiere a los suelos arriba a la Línea A con índice plástico comprendido entre 4 y 7, y cambia la clasificación de los suelos que caen en la zona punteada de la figura 3.1.

#### D) Grupos *CL* y *CH*

En este grupo se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo *CL* comprende a la zona sobre la Línea A, definida por  $LL < 50\%$  e  $I_p > 7\%$ .

El grupo *CH* corresponde a la zona arriba de la Línea A, definida por  $LL > 50\%$ . Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%, se encasillan en el grupo *CH*.

#### E) Grupos *ML* y *MH*

El grupo *ML* corresponde a la zona bajo la línea A, definida por  $LL < 50\%$  y la porción sobre la línea A con  $I_p < 4$ . El grupo *MH* corresponde a la zona debajo de la línea A definida por  $LL > 50\%$ .

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con  $LL < 30\%$ , se localizan en el grupo *ML*. Los depósitos eólicos, del tipo de Loess, con  $25\% < LL < 35\%$  usualmente, caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivados de los feldspatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas de tamaño de arcilla, comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera *ML-CL* y *MH-CH*, dada su proximidad con dicha línea.







Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (*MH*). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos *ML* o *MH*.

Los suelos finos que caen sobre la línea A y con  $4\% < I_p < 7\%$  se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo doble *CL-ML*.

#### F) Grupos *OL* y *OH*

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos *ML* y *MH*, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Además una pequeña adición de materia orgánica es la misma que las de los grupos *ML* y *MH*, respectivamente.

#### G) Grupos *Pt*

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad netamente debajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100% y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, *MH-CH* representará un suelo fino con  $LL > 50\%$  e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca, además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas,





características de su superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre la estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Con respecto al suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remodelado, condiciones de humedad y características de drenaje.

### 3.2 Identificación de suelos

El identificar un suelo es, en rigor, agruparlo dentro de un sistema previo de clasificación. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe.

En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio; en aquellos casos que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta.

#### 3.2.1 Identificación de campo de suelos gruesos

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño  $\frac{1}{2}$  cm como equivalente a la malla No. 4, y para la estimación del contenido de finos





basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en el laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán adelante, sobre la parte que pase la malla No. 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar de la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

### **3.2.2 Identificación de campo de suelos finos**

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado es, como se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos. Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatación, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

El conjunto de pruebas citadas se efectúa en una muestra de suelo previamente cribado por la malla No. 40 o, en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.

#### **3.2.2.1 Consistencia**

En esta prueba, una muestra con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiera una consistencia suave, pero no pegajosa, se manipula alternativamente en la palma de la mano, golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino, no plástico, adquiere una apariencia de "hígado", mostrando agua libre en su





superficie, mientras se le agita, en tanto que al ser apretado entre dedos, el agua superficial desaparece y la muestra se endurece, hasta que finalmente, empieza a desmoronarse como un material frágil, al aumentar la presión. Si el contenido de agua de la muestra es el adecuado, una nueva manipulación dará que los fragmentos producto del desmoronamiento vuelvan a constituirse.

La velocidad con la que la muestra cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción indicando el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (*SP* y *SM*) y en algunos limos inorgánicos (*ML*), particularmente el tipo polvo de roca; también en tierras diatómicas (*MH*). Al disminuir la uniformidad del suelo, la acción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal aportan algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (*ML*, *OL*), en arcillas muy limosas (*CL-ML*) y en muchas arcillas del tipo caolín (*ML*, *ML-CL*, *MH* y *MH-CH*). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas sobre la línea A (*CL*, *CH*) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad (*OH*).

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material; expulsando el agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos del material, expulsando el agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo que no producen reacción.

### 3.2.2.2 Tenacidad

La prueba se realiza sobre un espécimen de consistencia suave, similar a la masilla. Este espécimen se rola hasta formar un rollito de unos 3 *mm* de diámetro aproximado, que se amasa y vuelve a rolar varias veces. Se observa cómo aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A (*CL*, *CH*), es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y más rígida también se





nota la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A, tales como arcillas glaciales (**CL, CH**) los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la línea A (**ML, MH, OL** y **OH**) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico, casi sin excepción; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, que caigan muy abajo de la línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A, excepto los **OH** próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico, es una medida relativamente tosca del índice plástico de suelo.

### 3.2.2.3 Resistencia al estado seco

La resistencia de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal.

Los limpios **ML** o **MH** exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad, localizados bajo la línea A y aun de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A (**CL**). Resistencias medias definen generalmente arcillas de grupo **CL** o, en ocasiones, otras de los grupos **CH, MH**, (arcillas tipo caolín) u **OH**, que se localicen muy cerca de la línea A. La mayoría de las arcillas **CH** tienen resistencias altas, así como las **CL** localizadas muy arriba de la línea A, también exhiben grandes resistencias. Por último resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo **CH**, localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.





#### 3.2.2.4 Color

En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos.

#### 3.2.2.5 Olor

Los suelos orgánicos (*OH* y *OL*) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

### 3.3 Carta de plasticidad y las propiedades físicas del suelo

Se ha mencionado que las propiedades físicas del suelo fino quedan cualitativamente definidas en forma aproximada a partir de la ubicación de ese suelo en la Carta de Plasticidad, la práctica de laboratorio ha indicado que la compresibilidad de los suelos, al igual carga de pre consolidación, es aproximadamente proporcional al límite líquido, de manera que dos suelos con el mismo límite líquido son similarmente compresibles. Al comparar las propiedades físicas de los suelos que tengan el mismo límite líquido, se encuentra que, creciendo el índice plástico, aumentan las características de tenacidad y resistencia en estado seco, en tanto que disminuye la permeabilidad. El comportamiento de los suelos, al variar sus características de plasticidad puede resumirse en la tabla 3.1.

Así al comparar las características de plasticidad de dos suelos, puede tenerse una estimación relativa de algunas de sus propiedades físicas.

En la tabla 3.1 se menciona la razón de la variación volumétrica, con respecto a la rapidez con la que los suelos cambian su volumen cuando varían las condiciones de esfuerzo al que están sometidos.

Una representación gráfica de los datos contenidos en la tabla 3.1, se muestra en la figura 3.2. En ellas se ve en forma clara la dirección de





variación de algunas propiedades de interés, tomando en cuenta tanto los cambios de límite líquido, como índice plástico de los suelos.

Características	Límite líquido constante, pero índice plástico creciente	Índice plástico constante, pero límite líquido creciente
Compresibilidad	Prácticamente la misma	Crece
Permeabilidad	Decrece	Crece
Razón de variación volumétrica	Decrece	-----
Tenacidad	Crece	Decrece
Resistencia en un estado seco	Crece	Decrece

**Tabla 3.1.** Comportamiento de los suelos con respecto a la plasticidad

### 3.4 Instrumentos y técnicas de medición

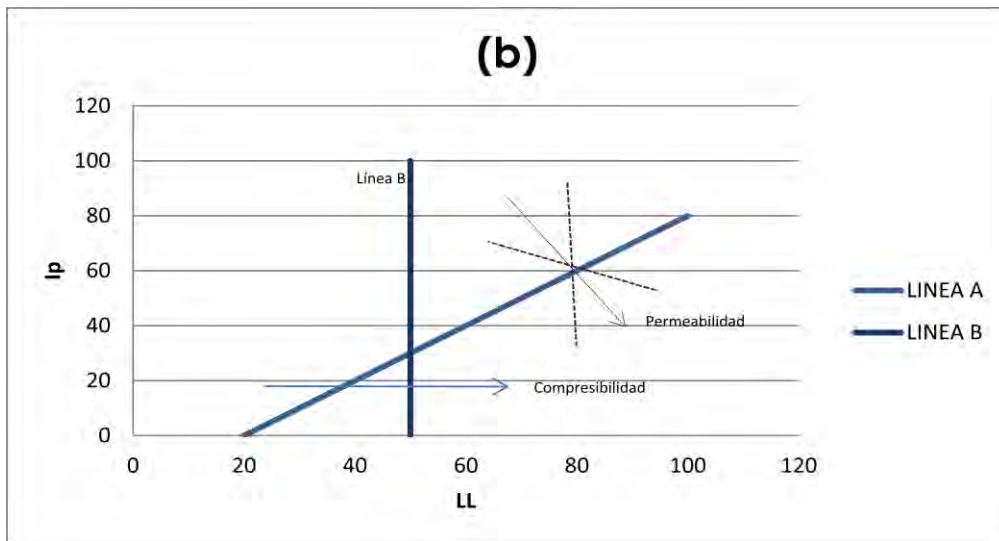
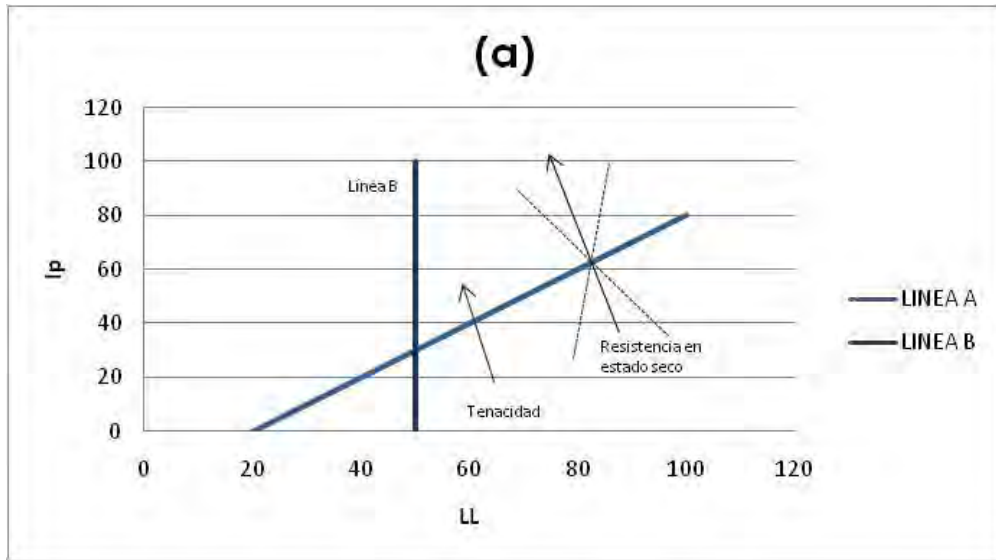
#### 3.4.1 Tipos de sondeos

Los tipos principales de sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

- Pozos a cielo abierto con muestreo alterado o inalterado.
- Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- Métodos de lavado.
- Método de penetración estándar.
- Métodos de penetración cónica.
- Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

A continuación se describirán los métodos.





**Figuras 3.2.** Dirección de variación de algunas propiedades físicas de los suelos en la Carta de Plasticidad.







### a) Pozos a cielo abierto

Cuando este método sea practicable debe considerarse como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente estas excavaciones no pueden llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí. La excavación se encarece mucho cuando son necesarios ademes y excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

Debe cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" ya que la misma, se modifica por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademe se hace con tablonces horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático. En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra perdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.





### **b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoides o métodos similares**

En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua, por lo menos en suelo muy plástico. La muestra se extrae con herramientas del tipo: barrenos helicoides y posteadora.

Los barrenos helicoides pueden ser de muy diferentes tipos no solo dependiendo del suelo por atacar, sino también de acuerdo con la preferencia particular de cada perforista. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

Posiblemente más usadas en México que los barrenos son las porteadoras, figura 3.3 b a las que se hace penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación.

Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación, formadas por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo.

En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas estas herramientas no suelen extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales, de las que también hay gran variedad de tipos. En la figura 3.4 aparecen esquemáticamente dos de las más comunes. Las muestras de cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas por barrenos helicoidales y posteadoras; la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una seudosuspensión parcial del mismo. Es claro que en todos estos casos las muestras son cuando mucho apropiadas solamente para pruebas de clasificación y, en general, para aquellas pruebas que no requieren muestra inalterada.

El contenido de agua de las muestras de barreno suele ser mayor del real, por lo que el método no excluye la obtención de muestras más apropiadas, por lo menos cada vez que se alcanza un nuevo estrato.



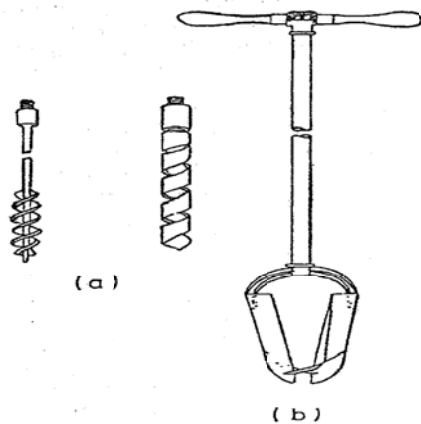


Frecuentemente se hace necesario ademar el pozo de sondeo, lo cual se realiza con tubería de hierro, hincada a golpes, de diámetro suficiente para permitir el paso de las herramientas muestreadoras. En la parte inferior una zapata afilada facilita la penetración. A veces, la tubería tiene secciones de diámetros decrecientes, de modo que las secciones de menor diámetro vayan entrando en las de mayor. Los diferentes segmentos se retiran al final del trabajo usando gatos apropiados.

Para el manejo de los segmentos de tuberías de perforación y de ademe, en su caso, se usa un trípode provisto de una polea, a una altura que permita las manipulaciones necesarias. Los segmentos manejados se sujetan a través de una polea con "cable de manila" o cable metálico inclusive: los operadores pueden intervenir manualmente en las operaciones, guiando y sujetando los segmentos de tubería de perforación por medio de llaves de diseño especial propias para esas maniobras y para hacer expedita la operación del atornillado de los segmentos.

Un inconveniente serio de la perforación con barrenas se tiene cuando la secuencia estratigráfica del suelo es tal que a un estrato firme sigue blando. En estos casos es muy frecuente que se pierda la frontera entre ambos o aun la misma presencia del blando.

El error anterior tiende a atenuarse accionado el barreno helicoidal tan adelantado respecto al ademe como lo permita el suelo explorado.



**Figura 3.3.** Herramientas para sondeos exploratorios por rotación  
a) Barrenos helicoidales  
b) Posteadora



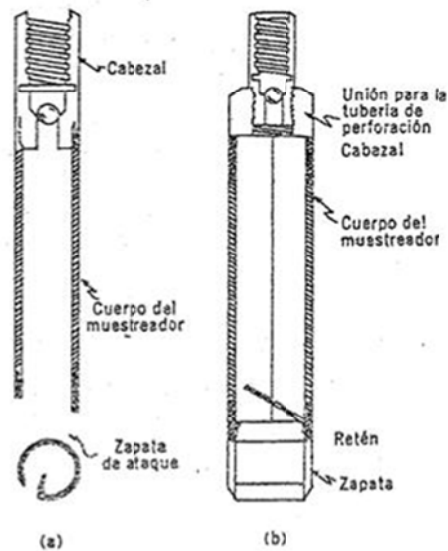


Figura 3.4 Tipos de cucharas muestradoras

### c) Método de lavado

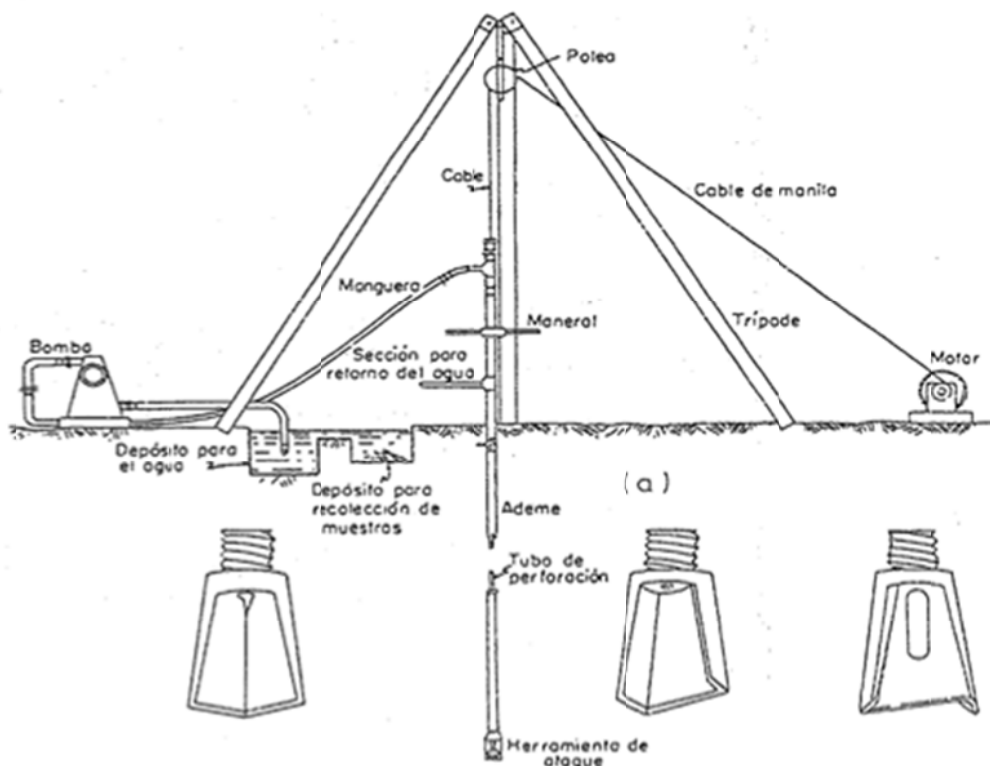
Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aun cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de 1m al marcar la frontera entre diferentes estratos). El método se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio. El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendido, de 80 a 150 kg de peso, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación. Este ademe debe ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección del agua. En el extremo inferior de la tubería de inyección debe ir un trépano de acero, perforado, para permitir el paso del agua a presión. El agua se impulsa de la tubería por medio de una bomba.





La operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. El procedimiento de ir complementando en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.50 m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo. Al detener las operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático (que debe registrarse). Cualquier alteración de dicho nivel que sea observada en los diferentes muestreos debe reportarse.

En la figura 3.5 aparece un esquema del equipo de perforación.



**Figura 3.5.** Dispositivo para el sondeo por lavado a) Conjunto, b) Barrenos de perforación.





En la figura 3.6 se muestran algunos de los modelos más usados de muestreadores que se colocan en el extremo inferior de la tubería de inyección a fin de obtener muestras representativas. Los tipos (a), (b) y (c) se introducen a golpes en el suelo y de ellos quizá el más común es el de media caña, así llamado por poder dividirse longitudinalmente para facilitar la extracción de la muestra. El muestreador de trampa de muelles tiene en su parte inferior unas hojas metálicas que dejan entrar la muestra en la cámara inferior, pero que dificultan su salida. El cucharón raspador (c), es de utilidad para el muestreo de arenas bajo el nivel freático y funciona, naturalmente, por rotación.

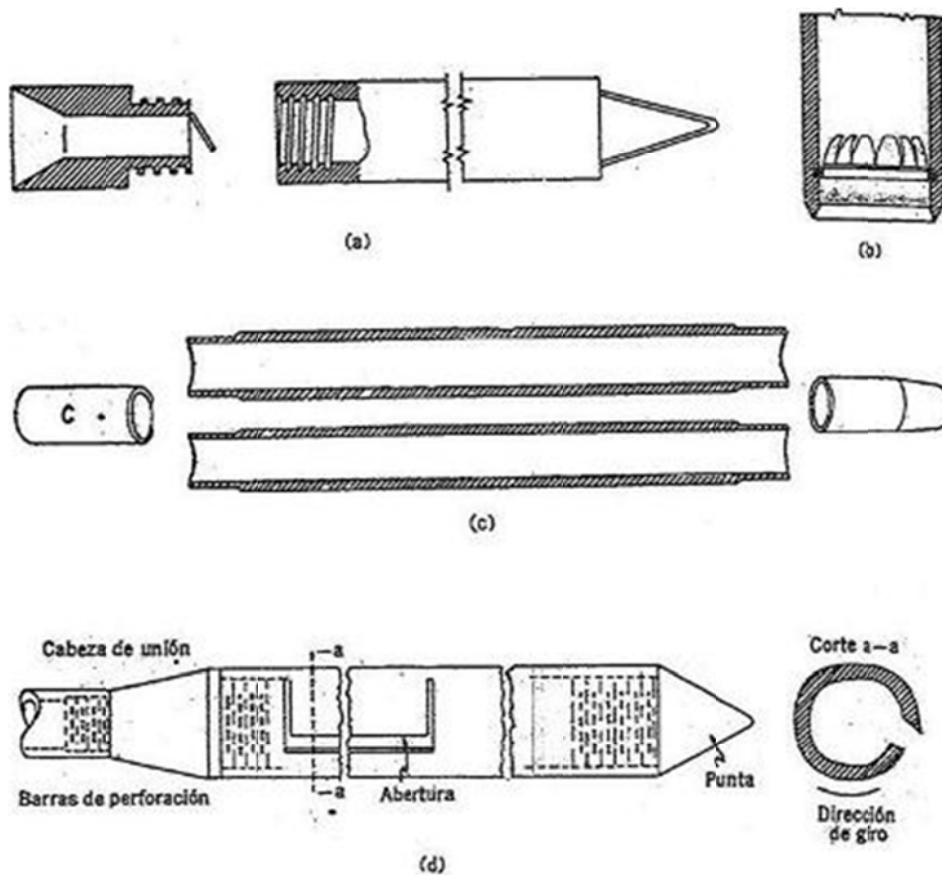


Figura 3.6 Tipos de muestreadores



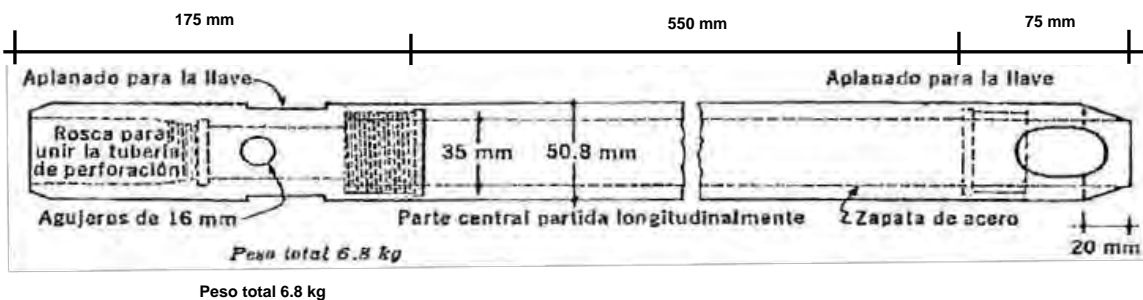


#### d) Método de penetración estándar

Este procedimiento es, entre todos los procedimientos preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona una útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestrador especial (muestrador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la figura 3.7.



**Figura 3.7** Penetrómetro Estándar

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 g que cae desde 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración, en cada avance de 60 cm debe retirarse al penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.





El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o cuchara del tipo de las mostradas en la figura 3.4.

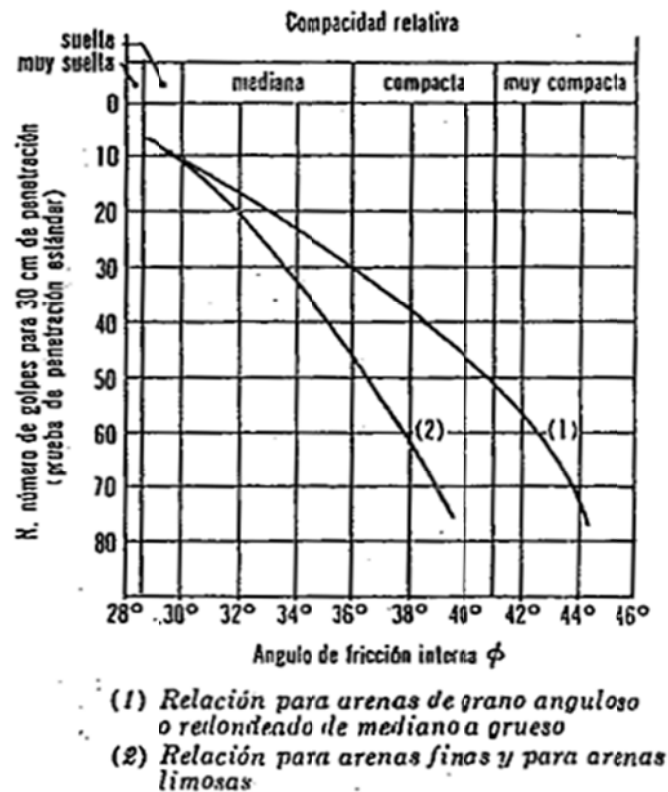
Una vez limpio el pozo el muestreador se hace descender hasta tocar fondo y, seguidamente, a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 *cm* dentro del suelo. La utilidad e importancia mayor de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna,  $\phi$ , en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple,  $q_u$ , en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 20 *cm* especificados.

Para obtener estas relaciones es suficiente realizar la prueba estándar en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, para los que existen gráficas confiables y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con  $q_u$  menos confiables. Al aumentar el número de golpes se tiene mayor compacidad relativa en la arena y, consecuentemente, mayor ángulo de fricción interna. También arenas limpias medianas o gruesas para el mismo número de golpes, se tiene un  $\phi$  mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas. La presión vertical no se toma en cuenta sobre el número de golpes.

El valor de  $q_u$  en  $kg/cm^2$  se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes. Sin embargo cabe mencionar que las correlaciones solo deben usarse como norma de aproximación de criterio, pues los resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones y, por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para el proyecto.





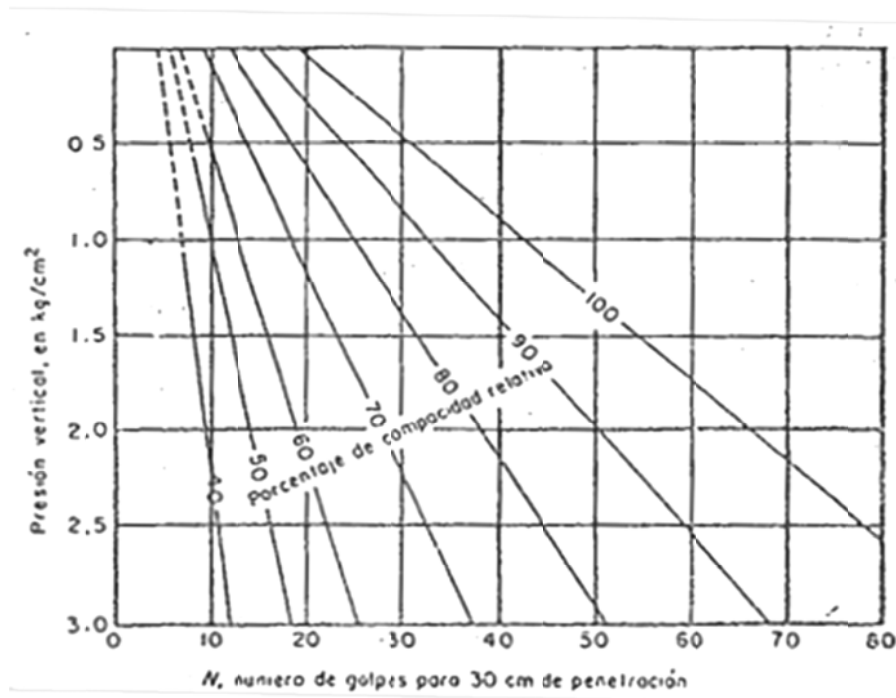


**Figura 3.8** Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.

Consistencia	No. De golpes	Resistencia a la compresión simple $q_u$ $kg/cm^2$
Muy blanda	<2	<0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy Firme	15-30	2.0-4.0
Dura	>30	>4.0

**Tabla 3.2.** Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas.





**Figura 3.9.** Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación relativa para arenas.

### e) Método de la penetración cónica

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos. Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hinc a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con peso que cae. En la prueba dinámica puede usarse un penetrómetro del tipo c) de la figura 3.10, atornillado al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar. Es normal usar para esta labor un peso de  $63.5 \text{ kg}$ , con  $76 \text{ cm}$  de altura de caída, la misma energía para la penetración usada en la prueba estándar. También se cuentan los golpes para  $30 \text{ cm}$  de penetración de la herramienta.





La prueba se ha usado frecuentemente por dos razones: su economía y su rapidez, pues al no haber operaciones de muestreo, no existe dilación de la prueba estándar para retirar la tubería de perforación y obtener la muestra, cada vez que se efectúe la prueba. Si la prueba se hace sin ademe existe gran fricción lateral sobre la tubería de perforación, pero si se pone ademe se pierden las ventajas de la economía sobre la prueba estándar, por lo menos parcialmente.

La prueba dinámica de cono da en general un número de golpes del orden del doble del que se obtendría en prueba estándar, a condición, de que la energía aplicada al cono sea la correspondiente a la prueba estándar.

En arcillas, el uso de la penetración cónica dinámica adquiere caracteres aún más peligrosos potencialmente. Las pruebas de penetración estática de conos pueden hacerse usando herramientas tipo danés, holandés, para ensaye dinámico y de inyección. En general el cono se hinca aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que puede estar sujeto al ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1 *cm/seg.* A veces se obtiene una gráfica de presión aplicada contra penetración lograda con esa presión; otras veces se anotan contra la profundidad los valores de la presión que haya sido necesaria para lograr una cierta penetración.

A modo de resumen podría decirse que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de interpretación problemática en lugares no explorados a fondo previamente.



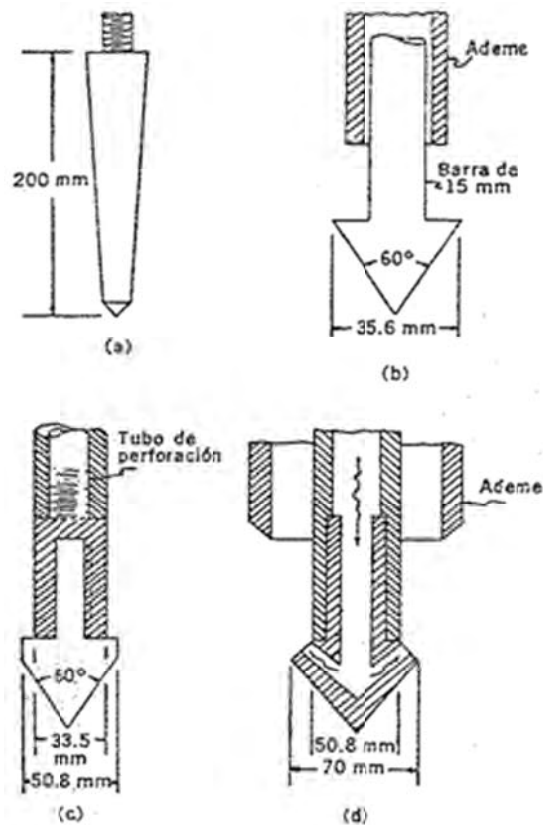


Figura 3.10. a) Tipo danés, b) Tipo holandes, c) tipo reensayo dinámico, d) Tipo de inyección

#### f) Perforaciones con boleos y gravas

Con frecuencia es necesario atravesar durante las perforaciones estratos de boleos o gravas que presentan grandes dificultades para ser perforados con las herramientas hasta aquí descritas. En estos casos se hace necesario el empleo de instrumentos más pesado, del tipo de barretones con taladros de acero duro, que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables. En ocasiones se ha recurrido, inclusive, al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.





### 3.4.2 Métodos de sondeo definitivo

Se incluyen aquí los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiadas para pruebas de compresibilidad y resistencia.

Cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a asentamientos o a falta de la adecuada resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, se hará necesario recurrir a los métodos que a continuación se mencionan:

#### a) Muestreo con tubos de pared delgada

Bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada. En efecto, siempre será necesario extraer al suelo de un lugar con alguna herramienta que inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo en su vecindad. La remoción de la muestra del muestreador al llegar al laboratorio produce inevitablemente otro cambio en los esfuerzos, pues la fase líquida deberá trabajar a tensión y la fase sólida a compresión en la medida necesaria para que se impida la expansión de la muestra, originalmente confinada en el suelo y ahora libre. Cuando en mecánica de suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ".

El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente del procedimiento usado para su hincado, si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continuada y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico. Hincado el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada "relación de áreas".

$$A_r \% = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2} \quad 3.1$$

Dónde

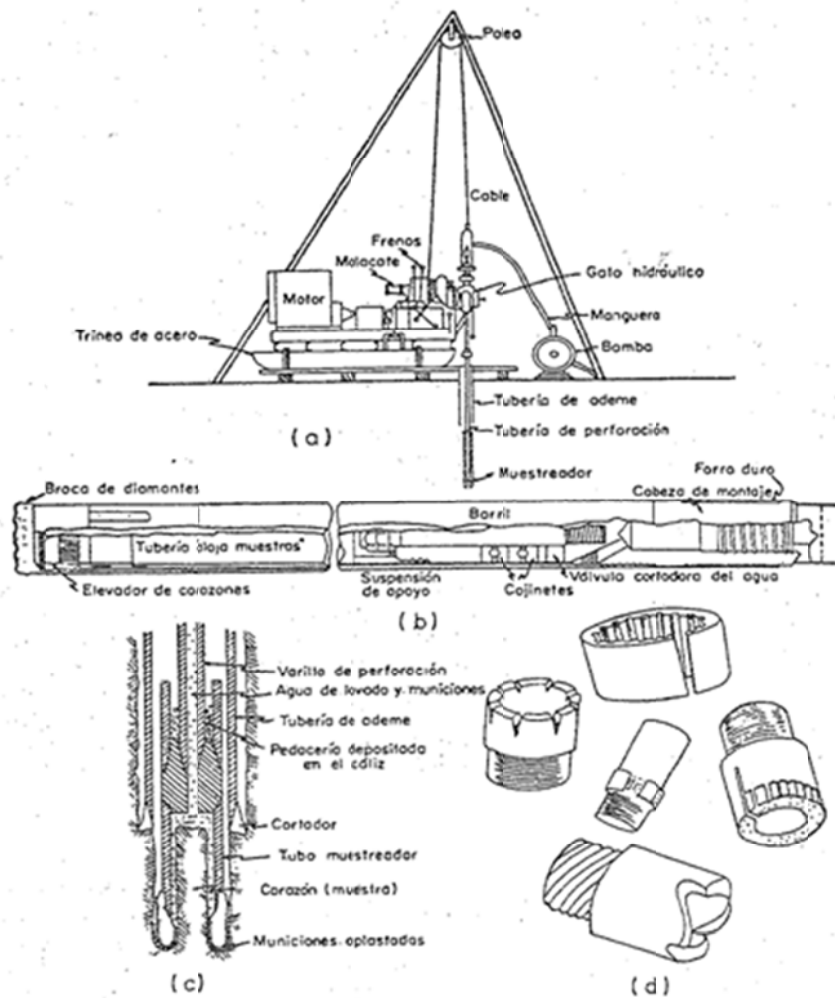
$D_e$  Diámetro exterior del tubo

$D_i$  Diámetro interior del tubo





La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Dicha relación no debe ser mayor de 10% en muestreadores de 5 cm de diámetro interior.



**Figura 3.11** Muestreadores de tubo de pared delgada: a) Tipo Shelby, b) de pistón, c) Dispositivo hincado por presión de *un diferencial*.

La figura 3.11 muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de hincado que puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente; un procedimiento alternativo al mostrado en la figura, será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos.





### 3.5 Tipos de erosión en Suelos

Se denomina erosión al proceso de sustracción o desgaste de la roca del suelo intacto (roca madre), por acción de procesos geológicos exógenos como las corrientes superficiales de agua o hielo glacial, el viento, o los cambios de temperatura. El material erosionado puede ser: por la propia acción del viento, aguas superficiales, glaciares y expansión-contracción térmica por variaciones estacionales o diurnas.

Usualmente, la erosión es considerada como un proceso más de la degradación de los suelos. Sin embargo, en términos más rigurosos, debería diferenciarse entre los mecanismos de degradación o deterioro y los de pérdida del recurso.

La erosión puede ser definida, de forma amplia, como un proceso de arrastre del suelo por acción del agua o del viento; o como un proceso de desprendimiento y arrastre acelerado de las partículas de suelo causado por el agua y el viento (Suárez, 1980). Esto implica la existencia de dos elementos que participan en el proceso: uno pasivo que es el suelo, y uno activo que es el agua, el viento, o su participación alterna; la vegetación por su parte actúa como un regulador de las relaciones entre ambos elementos.

#### 3.5.1 Causas de la erosión

Los agentes erosivos son más eficaces dependiendo de qué tipo de tierra sea, la capa que la protege (hierbas, árboles, rocas, etc.), la cantidad de agua existente, el viento y su uso. Uno de los principales factores es el agua.

En general depende de que tan resistente sea la capa vegetal, en las áreas de precipitación intensa, la arena se corroe por las cuestas y se va por las corrientes del agua. En las zonas donde se encuentre más arcilla la erosión será de menor intensidad. Como la capa protectora de vegetación protege a la tierra de la erosión, cuando esta se retira (ya sea por desastre natural o por la construcción de cultivos, carreteras, etc.) el riesgo de erosión se hace grande, pues existe la posibilidad de que, sin su capa protectora, la tierra se corra por las pendientes y las corrientes de agua. Los caminos son los principales aumentos de riesgo en la erosión, la capa





protectora de vegetación ha sido retirada y un camino sin drenaje a los lados produce que la capa de asfalto se levante poco a poco produciendo problemas al conducir, y por supuesto, problemas de erosión, en los caminos que se encuentran al lado de una pendiente sufren más riesgo de ser erosionados.

#### **a) Erosión de suelos de forma natural**

La erosión Natural y progresiva es la que se desarrolla alrededor de varios años y en torno de algo natural. Se le puede denominar erosión geológica. En esta erosión el proceso suele ser lento y se prolonga por millones de años, suelen intervenir la lluvia, nieve, frío, calor y viento. En los climas áridos es el calor que agrieta el suelo (pues este se expande) y el viento lleva granos de arena formando dunas y montes de baja altura. En este tipo de erosión los factores moldean perfectamente el paisaje, creando algo considerado hasta ahora bello e impresionante.

La erosión Acelerada es la que se desarrolla rápidamente y sus efectos se sienten en poco tiempo. Es cuando intervienen de forma exagerada todos los factores involucrados, principalmente se debe a la mano del hombre y sus actividades.

Un deslave en una montaña, también es un ejemplo de erosión acelerada, en este caso, el agua ha debilitado el suelo y este se deslavó. Se le puede definir cuando un alud desciende de las alturas de una montaña débil o humedecida de agua (comúnmente llamado deslave).

#### **b) Erosión marina**

La erosión de la costa se produce principalmente por las olas, corrientes y mareas. Estas modelan las costas del mar y les dan forma. De cierta forma ocurre que la corriente dominante de la zona se lleva los sedimentos de la playa, y entre éstos se lleva arena, grava, piedras e incluso rocas. Estas al sedimentarse forman barras y bancos de arena. Las olas suelen dar forma a acantilados, arcos y rocas aisladas de la costa.







### c) Erosión eólica

Se presenta cuando el viento transporta partículas diminutas que chocan contra alguna roca y se dividen en más partículas que van chocando con otras cosas. Se suelen encontrar en los desiertos en formas de dunas y montañas rectangulares o también en zonas relativamente secas. Lo que conlleva un tiempo más largo, debido al tiempo que tarda en erosionar.

### d) Erosión hídrica

En términos generales, la erosión hídrica es aquella producida por el agua de lluvia a través del golpeteo de sus gotas sobre la superficie del terreno y cambios en regímenes de humedad generando desprendimiento, arrastre de partículas y masas de suelo.

La intensidad de lluvia es el factor primordial del fenómeno, ya que la velocidad de penetración del agua en el suelo es frecuentemente insuficiente cuando ésta cae con gran intensidad; la llegada al suelo de una elevada cantidad de agua en un período corto de tiempo, produce rápidamente escurrimiento. No es entonces tan importante el total de la lluvia como la intensidad misma. A este respecto, **Hudson (1982)** expone que los intensos aguaceros típicos de los trópicos tienen un efecto mucho más catastrófico que las suaves.

### e) Erosión Kárstica

Se da cuando el agua se interna dentro de la tierra y disuelve las rocas y granos de tierra cercanos. Se suele presentar en ríos subterráneos y ojos de agua, cuando la tierra ya es muy débil para sostener la superficie, se hunde y forma un boquete o agujero más o menos grande. Esta erosión se presenta en lugares de agua abundante y forma cuevas y grutas, en las ciudades se suele presentar cuando hay una fuga de agua subterránea. También se suele presentar como una reacción química en agua ligeramente ácida sobre las rocas internas, esta producen también el hundimiento de la tierra.

### f) Erosión biótica

En esta se involucran todos los procesos químicos que se llevan a cabo en las rocas. Intervienen factores como calor, frío, agua, compuestos





biológicos y reacciones químicas del agua con las rocas. Este tipo de erosión depende del clima, en los climas polares y secos las rocas se destruyen por los cambios de temperatura; y en los lugares tropicales y templados pues la humedad, el agua y los desechos orgánicos reaccionan con las rocas y las destruye. A veces forma un proceso llamado meteorización.

### 3.6 Fórmula Universal de la Pérdida del Suelo (RUSLE)

Fue descrito por **Mannaerts (1999)**, y puede ser usada para:

- ✓ Predecir la pérdida de suelo promedio a largo plazo de condiciones de campo específicas, usando un sistema específico de manejo.
- ✓ Para predecir erosión entre surcos y en surcos, en pastos, cultivos y sitios en construcción.
- ✓ La pérdida de suelo calculado por el modelo, es la cantidad de sedimento perdido por el perfil, no la cantidad de sedimento que deja la cuenca o el terreno.
- ✓ El perfil del paisaje es definido por una longitud de la pendiente, la cual es la longitud del origen del flujo superficial hasta el punto donde el flujo alcanza una mayor concentración o una mayor área de deposición como en las pendientes cóncavas y cerca de los límites del terreno.
- ✓ Para estimar las tasas de erosión que son removidas del suelo, de partes críticas del paisaje y que guían a la elección de las prácticas de control de la erosión hasta un nivel de pérdida de suelo tolerable.

El RUSLE tiene la expresión matemática:

$$A=R*K*LS*C*P \qquad 3.2$$





Donde:

- A* Pérdida de suelo promedio anual en ( $t/ha/año$ )  
*R* Factor erosividad de las lluvias en ( $MJ/ha*mm/hr$ )  
*K* Factor erodabilidad del suelo en ( $t/ha.MJ*ha/mm*hr$ )
- LS* Factor topográfico (función de longitud-inclinación-forma de la pendiente), adimensional.  
*C* Factor ordenación de los cultivos (cobertura vegetal), adimensional.  
*P* Factor de practicas de conservación (conservación de la estructura del suelo), adimensional.

### 3.6.1. Erosividad de la lluvia (Factor R)

Es el potencial erosivo de la lluvia que afecta el proceso de erosión del suelo. La erosión por gotas de lluvia se incrementa con la intensidad de la lluvia. Una suave y prolongada lluvia puede tener la misma energía total que una lluvia de corta duración y más intensa.

Cuando la energía se combina con la intensidad de la lluvia, el resultado es un buen predictor del potencial erosivo ( $EI$ : energía por intensidad).

" $EI$ " es el valor de la tormenta total por el máximo de intensidad de la tormenta en 30 minutos. El término indica como el desprendimiento de las partículas es combinado con la capacidad de transporte.

La suma de los promedios anuales de " $EI$ " para una localidad en particular es el "Índice de Erosividad de la lluvia"  $R$ :

$$R = \sum (EI_{30})_i / N \quad 3.3$$

Donde:

- $R$  Erosividad anual (tal como las unidades de  $EI_{30}$ )  
 $(EI_{30})_i$  Para tormenta  $i$ .  
 $N$  Tormentas erosivas (ej.  $P > 10 \text{ mm}$ ) en un periodo de  $N$  años.





Por tanto, la energía de la tormenta ( $E$  o  $R$ ) indica el volumen de lluvia y escurrimiento, pero una larga y suave lluvia puede tener el mismo valor de  $E$  que una lluvia de corta y más alta intensidad.

Se calcula en base a la fórmula de Brown y Foster:

$$E = 0.29 * (1 - 0.72 * \exp(-0.05(I))) \quad 3.4$$

Donde:

$E$  Energía cinética de 1 mm de lluvia ( $MJ/ha * mm$ )

$I$  Intensidad de lluvia en ( $mm/hr$ )

Clase	R ( $MJ/ha * mm/hr$ )
Muy baja	<500
Baja	500-1000
Mediana	1000-3000
Alta	3000-6000
Muy alta	>6000

Tabla 3.3. Clasificación del factor R.

### 3.6.2. Erodabilidad del suelo ( $K$ )

Se entiende como la facilidad con la cual el suelo es desprendido por el salpicamiento, durante una lluvia o por flujo superficial. Esta propiedad del suelo está relacionada con el efecto integrado de la lluvia, escurrimiento e infiltración.

Los suelos generalmente llegan a ser menos erosivos con una reducción en la fracción de limo a pesar del correspondiente incremento de la fracción de arcilla o arena.





El factor  $K$  representa el efecto de las propiedades del suelo y de las características del perfil del suelo en la pérdida de suelo. Los valores de  $K$  son asignados usando el nomograma (figura 3.12) de erodabilidad del suelo, que combina el efecto del tamaño de las partículas, código de la estructura del suelo y la clase de permeabilidad del perfil.

Suelos de textura fina con alto contenido de arcilla tienen bajos valores de  $K$  (0.05-0.15), ya que son resistentes al desprendimiento.

Suelos de textura gruesa tales como suelos arenosos, tiene valores bajos de  $K$  (0.15-0.2), debido al bajo escurrimiento, aunque estos suelos son fácilmente desprendibles.

Suelos de textura mediana (franco limoso) tienen valores de  $K$  moderados (0.25-0.4), porque son moderadamente susceptibles al desprendimiento y producen moderados escurrimientos. (Mannaerts, 1999).

El factor de erodabilidad del suelo se calcula con la ecuación del nomograma de Wischmeier citado por Mannaerts (1999).

$$K = (1/7.594) * [(2.1 * 10^{-4} * (12 - OM) * M^{1.4} + 3.25(s-2) + 2.5(p-3)] / 100 \quad 3.5$$

Donde:

- $K$  Factor de erodabilidad del suelo ( $t./ha.MJ*ha/mm*hr$ )
- $OM$  Materia orgánica (%)
- $S$  Código de la estructura del suelo
- $P$  Código de permeabilidad
- $M$  Producto de las fracciones del tamaño de las partículas primarias ó (% limo + % arena muy fina)\*(100 - % arcilla)

A continuación se presenta la tabla 3.4 con los datos de agua del suelo para las clases principales de textura de suelo: (Mannaerts,1999)





<i>Textura clase</i>	<i>Permeabilidad código</i>	<i>Conductividad hidráulica saturada [mm/hr]</i>	<i>SCS Grupo Hidrológico de suelo</i>
<i>Arcilla, franco arcilloso</i>	<i>6</i>	<i>&lt;1</i>	<i>D</i>
<i>Arcillo arenoso, franco arcillo limoso</i>	<i>5</i>	<i>1-2</i>	<i>C-D</i>
<i>Franco arcillo arenoso, franco arcilloso</i>	<i>4</i>	<i>2-5</i>	<i>C</i>
<i>Franco limoso, franco</i>	<i>3</i>	<i>5-10</i>	<i>B</i>
<i>Areno francoso, franco arenoso.</i>	<i>2</i>	<i>10-60</i>	<i>A</i>
<i>Arena</i>	<i>1</i>	<i>&gt;60</i>	<i>A</i>

**Tabla 3.4.** Códigos de permeabilidad y estructura del suelo en función de su textura



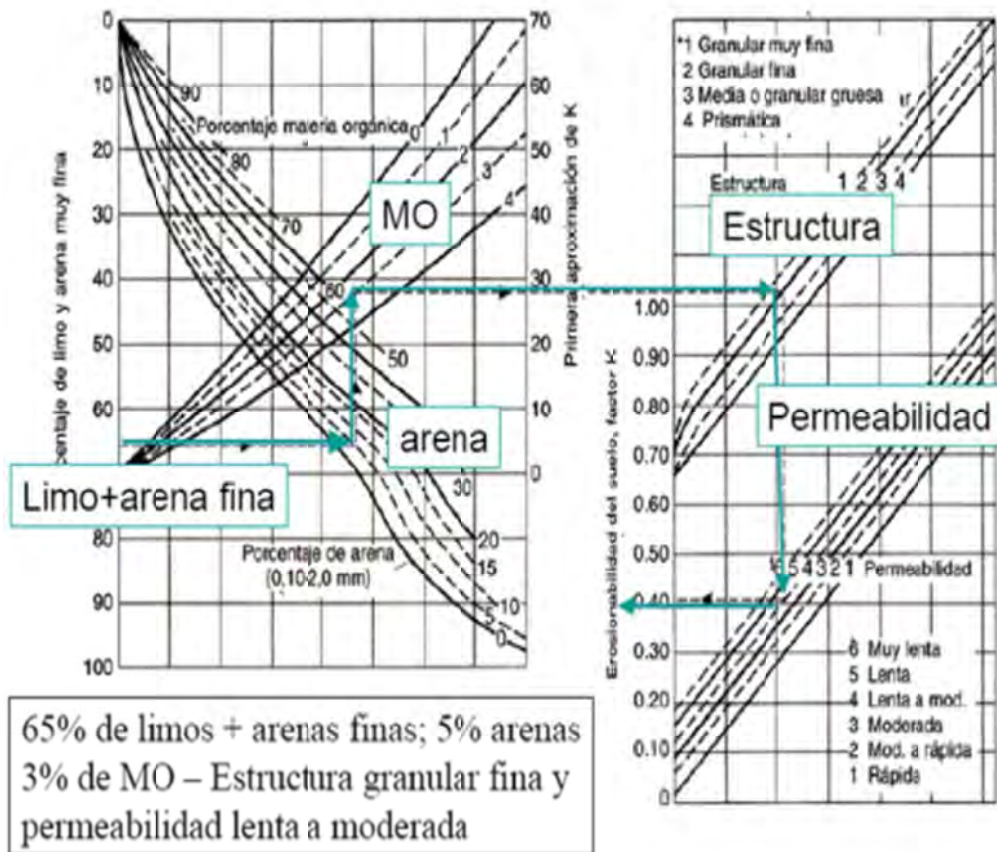


Figura 3.12. Nomograma de Erodabilidad del suelo

### 3.6.3. Factor topográfico (L)

La longitud de pendiente (L) es definida como la distancia horizontal desde el origen de un flujo hasta el punto, donde:

- ✓ El gradiente de la pendiente se reduce lo suficiente para que la deposición comience.
- ✓ El escurrimiento llega a ser concentrado en un canal definido.
- ✓ Para su cálculo se utiliza la fórmula: (Mannaerts,1999).





$$L=(\lambda/72.6)^m \quad 3.6$$

Donde:

- $L$  Factor de longitud de pendiente  
 $\lambda$  Longitud de la pendiente [pies]  
 $m$  Exponente de la longitud de la pendiente  
 $72.6$  Longitud de parcela unitaria RUSLE

La longitud de pendiente  $\lambda$ , es la proyección horizontal, no la distancia paralela a la superficie del suelo.

El exponente de longitud de pendiente  $m$ , determina la relación entre erosión en surcos (causada por flujo) y erosión entre surcos (causado por impacto de gotas de lluvia), puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$m=0.1342*\text{LN}(\theta)+0.192 \quad 3.7$$

Donde:

- $m$  Exponente de la longitud de la pendiente  
 $\theta$  Angulo de pendiente [%]

El factor de inclinación de la pendiente ( $S$ ) refleja la influencia del gradiente de la pendiente en la erosión. El potencial de erosión se incrementa con la inclinación de la pendiente.

Para pendientes con longitudes mayores a 5  $m$  se debe usar las siguientes ecuaciones:

$$S=10.8*\text{sen } \theta+0.03 \quad \text{Cuando } s < 9\% \quad 3.8$$

$$S=16.8*\text{sen } \theta-0.5 \quad \text{Cuando } s \geq 9\% \quad 3.9$$







Donde:

- $S$  Factor de inclinación de pendiente
- $s$  Inclinación de pendiente (%)
- $\theta$  Angulo de pendiente

La pendiente y la longitud de la misma son medidas perpendicular a las curvas de nivel.

El factor  $LS$  combinado en RUSLE representa la proporción de pérdida de suelo de una longitud e inclinación dada. Valores mayores que 1 representan condiciones más erosivas que la condición de referencia.

Básicamente el RUSLE toma en cuenta:

- ✓ Las diferencias entre pendientes muy cortas ( $< 5 m$ ) y pendientes más largas.
- ✓ Susceptibilidad a la erosión en surcos contra entre surcos y pendiente (3 clases).
- ✓ Efecto de las temperaturas mínimas de invierno y congelamiento/deshielo de suelos.
- ✓ Forma de la pendiente como perfiles de suelo complejos (Mannaerts,1999).

#### 3.6.4. Factor de manejo de cobertura ( $C$ )

El factor  $C$  es usado para reflejar el efecto del cultivo y las prácticas de manejo en las tasas de erosión. Este factor mide como el potencial de pérdida de suelo será distribuido en el tiempo durante la construcción de actividades, rotación de cultivos, y otros esquemas de manejo.

El factor  $C$  está basado en el concepto de desviación estándar, siendo el estándar un área bajo condiciones de barbecho con cultivo limpio. El valor de  $C$  para condiciones estándar es 1.





<i>Cultivo</i>	<i>Factor C</i>
Suelo desnudo	1
Bosque, matorral denso o cultivo con acolchado	0.001
Sabana o pradera herbácea en buen estado	0.01
Sabana o pradera herbácea sobrepastada	0.1
Maíz o similar intensivo con laboreo	0.7
Maíz o similar intensivo sin laboreo	0.35
Maíz o similar extensivo sin laboreo	0.06
Algodón	0.55
Trigo	0.25
Arroz	0.15
Patata	0.25
Hortícolas	0.33

**Tabla 3.5.** Valores de C para algunos cultivos.

La relación de pérdida de suelo por vegetación y manejo de residuos de cultivo se calcula en base de 5 subfactores (es decir prácticas parcelarias), como:

$$SLR=(PLU)(CC)(SC)(SR)(SM) \quad 3.10$$

Donde:

- SLR* Relación de pérdida de suelo debido a la vegetación, cultivos y prácticas de arado de suelo.  
*PLU* Subfactor de uso de suelo previo.  
*CC* Subfactor de cobertura de dosel.  
*SC* Subfactor de cobertura de la superficie.  
*SR* Subfactor de rugosidad de la superficie.  
*SM* Subfactor de humedad del suelo.





### 3.6.4.1 Subfactor de uso previo (*PLU*)

Expresa la influencia de la erosión de suelo de los efectos residuales de la subsuperficie de cultivos previos y el efecto de las prácticas de labrado en la consolidación del suelo.

RUSLE evalúa el efecto de la biomasa subsuperficial (raíces y residuos enterrados en la superficie a 4 pulgadas) para resistir la erosión. Además localiza la descomposición de la biomasa en la superficie y en la subsuperficie, los cuales son calculados para cada periodo semimensual.

En general el subfactor *PLU* se refiere a:

- ✓ Disturbios con respecto a la superficie del suelo anterior, y
- ✓ Residuos orgánicos del suelo.

Su cálculo se la realiza de la siguiente manera:

$$PLU = C_f * 0.951 \exp(-C_{ur} * B_{ur}) + C_{us} * B_{us} / C_f^{0.5} \quad 3.11$$

Donde:

*PLU* Subfactor de uso anterior del suelo (rango 0-1).

*C<sub>f</sub>* Factor de consolidación del suelo (1-0.45).

*C<sub>ur, us</sub>* Coeficientes dependiente en la efectividad de la cobertura del suelo para reducir erosión.

*B<sub>ur</sub>* Densidad de masa de raíces vivas y residuos enterrados (incluye raíces muertas) en la capa superior del suelo (*lb/acre.in*)

*B<sub>us</sub>* Residuo orgánico incorporado por operación de arado del cultivo actual en (*lb/acre.in*).





### 3.6.4.2 Subfactor de cobertura de dosel (*CC*)

Expresa la efectividad de la cobertura del dosel para reducir la energía de la lluvia que golpea la superficie del suelo.

Aunque la mayor parte de la lluvia eventualmente alcanza la superficie del suelo, la lluvia interceptada por el dosel alcanza la superficie del suelo con menor energía.

RUSLE usa una base de datos de cultivo que monitorea constantemente el crecimiento de los cultivos para calcular el % de cobertura del dosel y el promedio de la altura de caída desde la hoja del cultivo.

Se calcula como:

$$CC=1-F_c*\exp(-0.1*H) \quad 3.12$$

Donde:

*CC* Subfactor de cobertura de dosel.

*F<sub>c</sub>* Fracción de la superficie terrestre cubierta por dosel.

*H* Distancia de caída de las gotas de lluvia después de ser interceptados por el dosel (*ff*).

### 3.6.4.3 Subfactor de cobertura superficial (*SC*)

RUSLE asigna tasas de descomposición específicas a los residuos y monitorea cuanto residuo es enterrado por cada tipo de labranza ajustando proporción de descomposición por encima y por debajo del residuo superficial. Este subfactor usa la siguiente expresión:

$$SC=\exp[-bS_p*(0.24/R_u)0.08] \quad 3.13$$

Donde:

*SC* Subfactor de cobertura superficial

*b* Coeficiente que describe la efectividad de la cobertura superficial.

*S<sub>p</sub>* Área de tierra con cobertura superficial (%).

*R<sub>u</sub>* Rugosidad de la superficie antes de ser alterada y rugosidad de la porción no alterada de la superficie.





#### 3.6.4.4 Subfactor de rugosidad de la superficie (*SR*)

Una superficie rugosa tiene muchas depresiones y barreras. Durante un evento de lluvia, estas trampas de sedimento y agua causan superficies rugosas a erosionar a bajas tasas que las superficies lisas bajo condiciones similares.

El *SR* está definida por condiciones base por unidad de parcela que está limpio de cultivos, suave y expuesta a lluvia de moderada intensidad.

Se expresa como:

$$SR = \exp[-0.66(R_u - 0.24)] \quad 3.14$$

$$R_u = 0.24[D_r(R_i - 0.24)] \quad 3.15$$

$$D_r = \exp[-0.14P_t] \quad 3.16$$

$$R_i = 0.24 + [(R_n - 0.24)/D_e] \quad 3.17$$

Donde:

*SR* Subfactor de rugosidad de superficie.

*R<sub>u</sub>* Rugosidad de la superficie anterior y rugosidad de la porción de la superficie no alterada (*in*).

*D<sub>r</sub>* Coeficiente de disminución de la rugosidad.

*R<sub>i</sub>* Rugosidad inicial calculada inmediatamente después de la operación de parcela previa.

*P<sub>t</sub>* Precipitación total desde la más reciente operación de parcela (*in*)

*R<sub>n</sub>* Rugosidad aleatoria.

*D<sub>e</sub>* Coeficiente de disminución de rugosidad equivalente.

#### 3.6.4.5 Subfactor de agotamiento de la humedad del suelo (*SM*)

La humedad antecedente del suelo tiene una influencia substancial en la infiltración y el escurrimiento y así de este modo en la erosión del suelo.





La humedad del suelo es usualmente alta durante el estadio de cultivos susceptibles en primavera y al principio del verano cuando la mayor parte de la erosión ocurre.

Un factor de agotamiento de la humedad del suelo, esta incluido en el RUSLE, que toma en cuenta el efecto de la humedad del suelo en la erosión, por lo tanto:

- ✓ Perfil del suelo cerca de capacidad de campo,  $SM=1$  (parcela continua-tierra de barbecho).
- ✓ Perfil del suelo cerca de punto de marchitez permanente ( a 6 *ft* de profundidad),
- ✓  $SM = 0$  (no se espera escurrimiento ni erosión).

### 3.6.5. Prácticas de control de la erosión (*P*)

Es la relación de pérdida de suelo con prácticas de soporte a la pérdida correspondiente con labranza en pendiente, la cual tiene un valor de 1.

Estas prácticas de control (soporte) combate la erosión, puesto que modifica los patrones de flujo y el grado o dirección de superficie de escurrimiento. Para las prácticas de soporte de tierras cultivadas, generalmente incluye contorno, cultivos en faja, terrazas y drenaje subsuperficial.

RUSLE calcula el factor *P* basado en porcentajes de pendiente, longitud de pendiente, rugosidad, altura de bordes, distribución del "*E*", grupo de suelos hidrológicos y el efecto de terrazas contra la pendiente.

Las prácticas de apoyo con las que trabaja el RUSLE son: (Mannaerts, 1999).

#### A. Surcos en contorno

- ✓ Camellones
- ✓ Contornos a desnivel
- ✓ Longitud de pendiente crítica, gradiente

#### B. Terrazas

- ✓ Terrazas en gradas
- ✓ Deposición



**C. Cultivos en fajas**

- ✓ Fajas de amortiguación
- ✓ Fajas perpendiculares a la pendiente

**D. Drenaje subsuperficial**

- ✓ Drenes

**E. Medidas de conservación en tierras silvopastoriles**

- ✓ Prácticas de manejo silvopastoril.

La guía del usuario del RUSLE (1993), sugiere las siguientes prácticas mínimas de conservación de suelos, poniendo a consideración los valores del factor  $P$  para diferentes condiciones:

Altura entre surcos	Factor $P$ mínimo
Muy baja	0.5
Baja	0.3
Moderado	0.15
Alto	0.08
Muy alto	0.05

**Tabla 3.6.** Valores de  $P$  mínimos para prácticas de contorno.

Grado de la terraza (%)	Subfactor de entrega de sedimentos
Al final de la salida	0.05
Nivel Cero	0.1
0.1	0.13
0.2	0.17
0.4	0.29
0.6	0.49
0.8	0.83
0.9	0.9
>1	1

**Tabla 3.7.** Valores de  $P$  para terrazas en función a su grado de pendiente





#### **4. Estabilidad de taludes**

Se define como talud a una masa de suelo con una superficie externa inclinada con respecto a la horizontal. Cuando el talud se forma de manera natural, sin la intervención del hombre, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando la inclinación en la masa de suelo es generada por la intervención de la actividad humana, excavaciones o rellenos, se denomina talud.

La falla de un talud se presenta tanto en taludes naturales como en los construidos por el hombre. Muchos proyectos de ingeniería resultan afectados o afectan la estabilidad de taludes al producir modificaciones en la topografía, condiciones de flujo agua, pérdida de resistencia, cambio en los estados de esfuerzo, por mencionar algunos factores.

En este caso, la finalidad de los análisis de estabilidad de taludes es estimar la posibilidad de falla de éstos al provocarse un deslizamiento de la masa de suelo que lo forma, buscando que el diseño de excavaciones y rellenos que den lugar a un talud o afecten la estabilidad de una ladera se realicen de forma segura y económica.

El análisis convencional de estabilidad de taludes en dos dimensiones busca el determinar la magnitud de las fuerzas o momentos actuantes que provoquen el movimiento y determinar la magnitud de las fuerzas o momentos resistentes que se opongan al movimiento que actúan en los suelos que forman al talud.

Para lograr lo anterior se calcula la relación entre las fuerzas o momentos resistentes y las fuerzas o momentos actuantes obteniendo un factor seguridad que está afectado por las incertidumbres de los parámetros que le dieron origen, por lo cual, a todo factor de seguridad intrínsecamente va ligado un grado de incertidumbre.

##### **4.1 Factores que influyen en la estabilidad de un talud**

La falla de un talud o ladera se debe a un incremento en los esfuerzos actuantes o a una disminución de resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esta variación, en general, es causada por efectos naturales y actividades humanas.



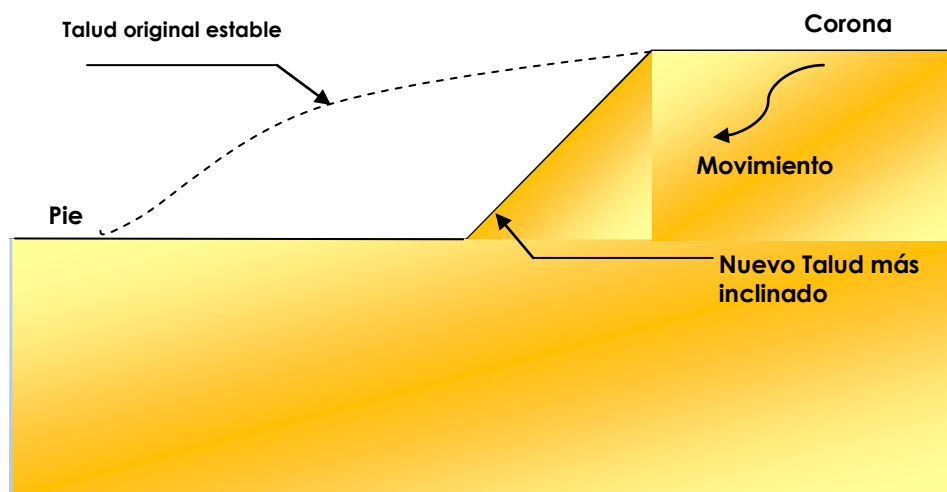




Según **Budhu (2007)** los factores principales que afectan la estabilidad de un talud, natural o diseñado son:

**a) Erosión**

El agua y el viento continuamente afectan a los taludes erosionándolos. La erosión modifica la geometría del talud y por tanto los esfuerzos a los que está sometido, resultando un talud diferente al inicialmente analizado o en una modificación de las condiciones que tenía, figura 4.1.

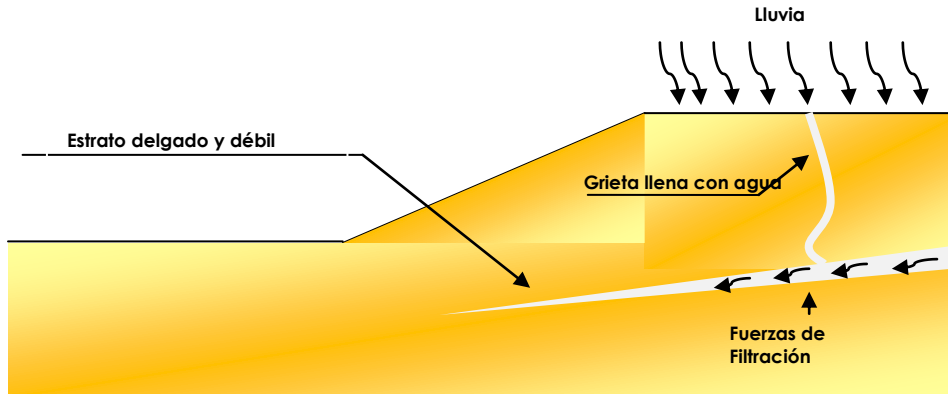


**Figura 4.1.** Variación de la geometría de un talud por erosión (Montoya, 2009)

**b) Lluvia**

Durante el periodo de lluvias, los taludes se ven afectados al saturarse los suelos que los forman, provocando un aumento de peso de la masa, una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante y la erosión de la superficie expuesta. Al introducirse agua en las grietas que presente el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración, pudiendo provocar la falla del mismo, figura 4.2.

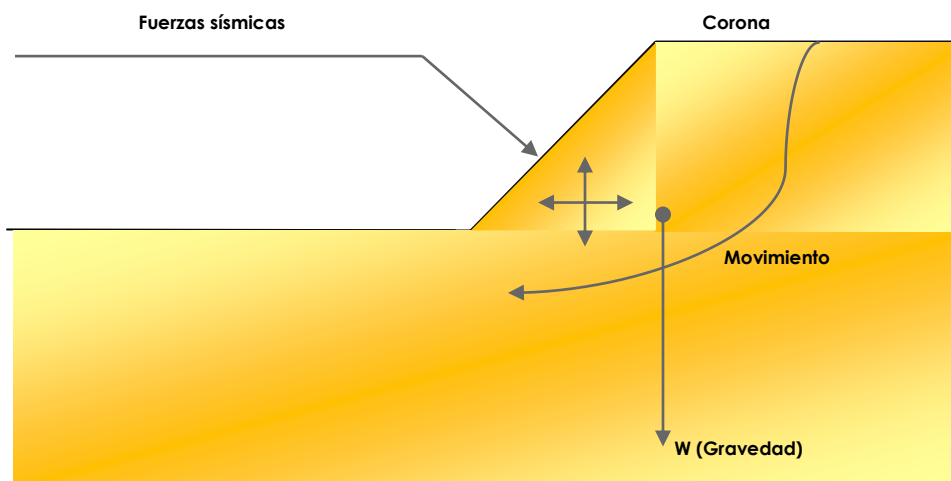




**Figura 4.2** Talud sometido a lluvia. (Montoya, 2009)

### c) Sismo

Los sismos suman fuerzas dinámicas a las fuerzas estáticas actuantes a las que está sometido un talud, provocando esfuerzos cortantes dinámicos que reducen la resistencia al esfuerzo cortante, debilitando al suelo. Un aumento en la presión de poro en taludes formados por materiales granulares puede provocar el fenómeno conocido como licuación, figura 4.3.



**Figura 4.3** Fuerzas debidas a la gravedad y fuerza provocadas por sismos. (Montoya, 2009)

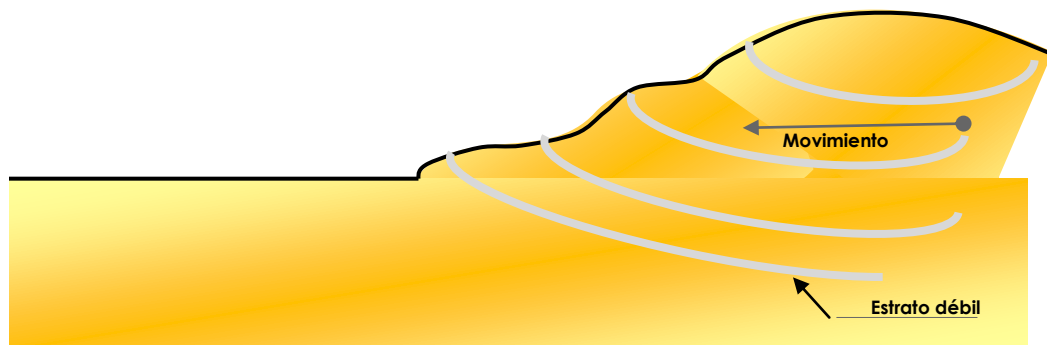




#### d) Aspectos geológicos

Algunas fallas de taludes son provocadas por aspectos geológicos no detectados durante el levantamiento y exploración de campo, los cuales, al no ser considerados durante la evaluación de la estabilidad del talud, aumentan la incertidumbre del factor de seguridad calculado, figura 4.4.

Un ejemplo de este tipo de falla es el que se presentó durante la operación del Proyecto Hidroeléctrico en el talud excavado atrás de la casa de maquinas de la presa Agua Prieta, **Herrera y Resendiz** (1990), en el cual un bloque de roca deslizó sobre un estrato de arcilla, no detectado durante la exploración y construcción del proyecto.



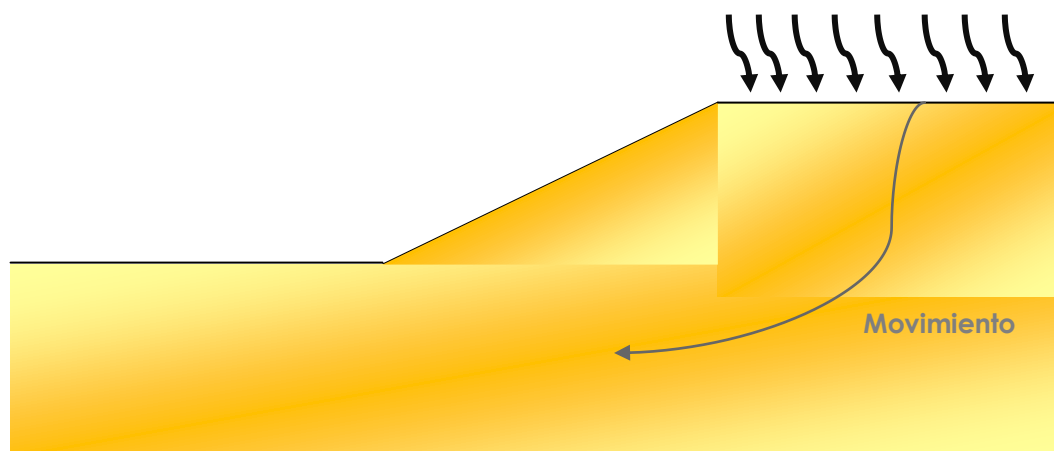
**Figura 4.4** Aspectos geológicos que pueden provocar la falla de un talud. (Montoya, 2009)

#### e) Cargas externas

La aplicación de cargas sobre la corona del talud provocan un aumento en las fuerzas actuantes en la masa de suelo, lo cual puede llevar a la falla del talud si estas cargas no son controladas o tomadas en cuenta durante la evaluación de la estabilidad del talud, figura 4.5.

En algunos casos esta situación se remedia mediante la excavación de una o más bernas en el cuerpo del talud, lo que reduce las fuerzas actuantes en éste.





**Figura 4.5** Sobre carga en la corona del talud. (Montoya, 2009)

#### f) Excavaciones y/o rellenos

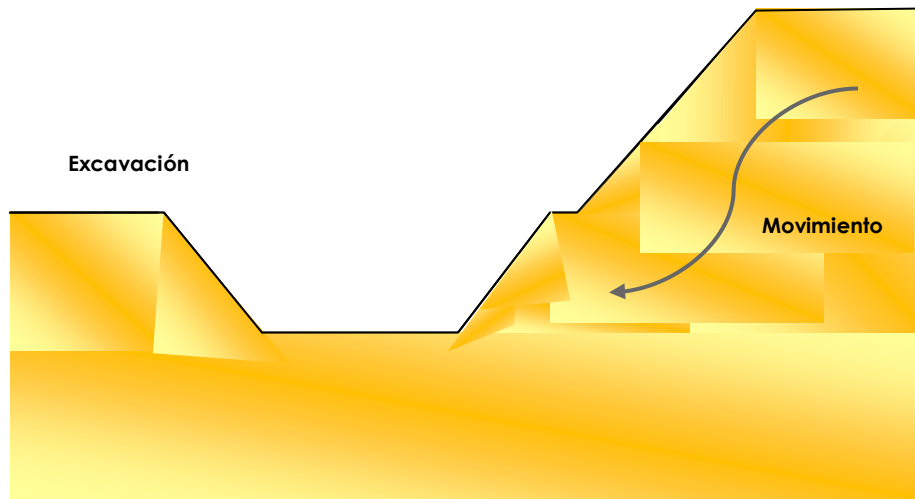
Las actividades de construcción realizadas al pie de un talud o colocación de una sobrecarga en la corona, pueden causar la falla de éste al modificar la condición de esfuerzos a las que ésta sometido.

Generalmente, estas actividades de construcción corresponden a trabajos donde se realizan excavaciones y/o rellenos.

Cuando se realiza una excavación al pie del talud, el esfuerzo total se disminuye, generando en el suelo un incremento negativo en la presión de poro. Durante el tiempo en que este incremento de presión de poro se disipa, puede presentarse la falla del talud al disminuir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, figura 4.6.

Los taludes construidos con el material de banco de préstamo se realizan al compactar estos materiales en el sitio bajo especificaciones de control, generando un relleno artificial o terraplén.





**Figura 4.6** Excavación en el pie del talud. (Montoya, 2009)

#### 4.1.1 Condición de presión de poro y vaciado rápido

Los embalses pueden estar sujetos a un cambio rápido en su nivel de agua y se ven sujetos a una reducción de la fuerza lateral que proporciona el agua, además de que el exceso de presión de poro no tiene tiempo de disiparse, figura 4.7.

En ese tiempo se puede presentar la falla del talud. Si el nivel de agua en el embalse permanece en niveles bajos y la falla no ocurre mientras presenta condiciones de resistencia al esfuerzo cortante no drenadas, el flujo que se presenta y las fuerzas de filtración pueden provocar la falla del talud, figura 4.8.

#### 4.2 Tipos de falla

Toda masa de suelo que constituya un talud natural, terraplén o corte, presenta una tendencia a desplazarse hacia la parte baja y al frente por efecto de su propio peso. Cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo contrarresta esa tendencia, el talud es estable; en caso contrario, se produce un deslizamiento.





La clasificación de deslizamientos se basa en la forma que se produce el movimiento de la masa de suelo, como se trata a continuación.

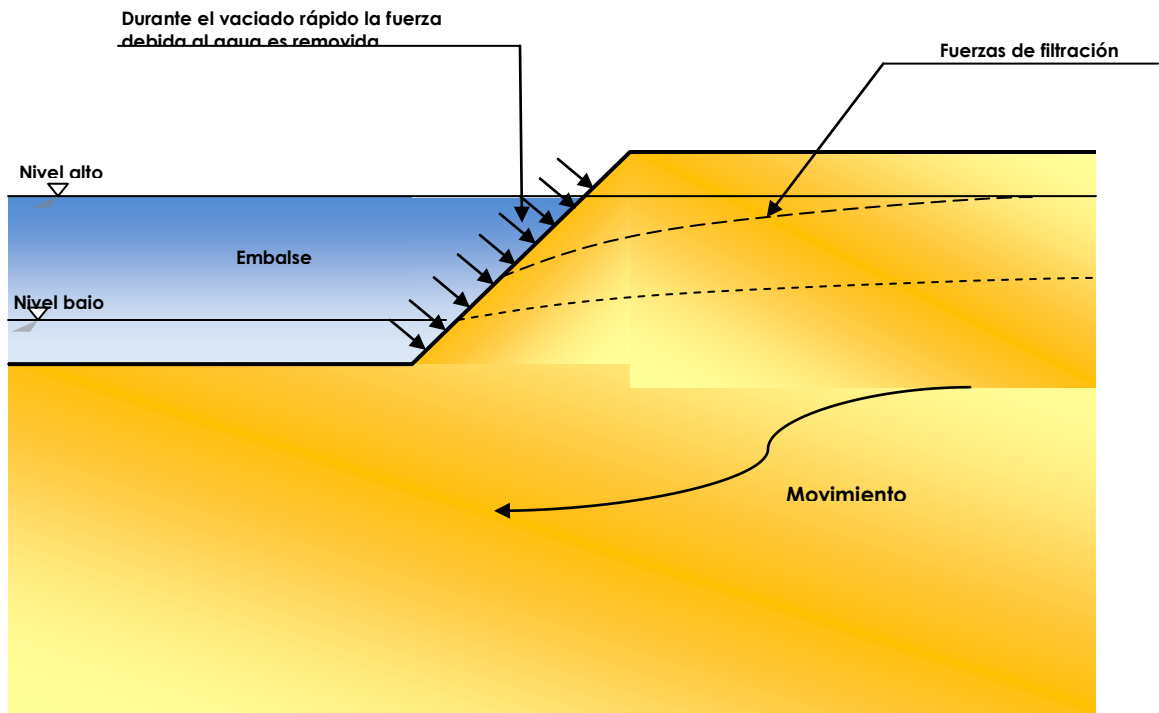


Figura 4.7 Vaciado rápido. (Montoya, 2009)

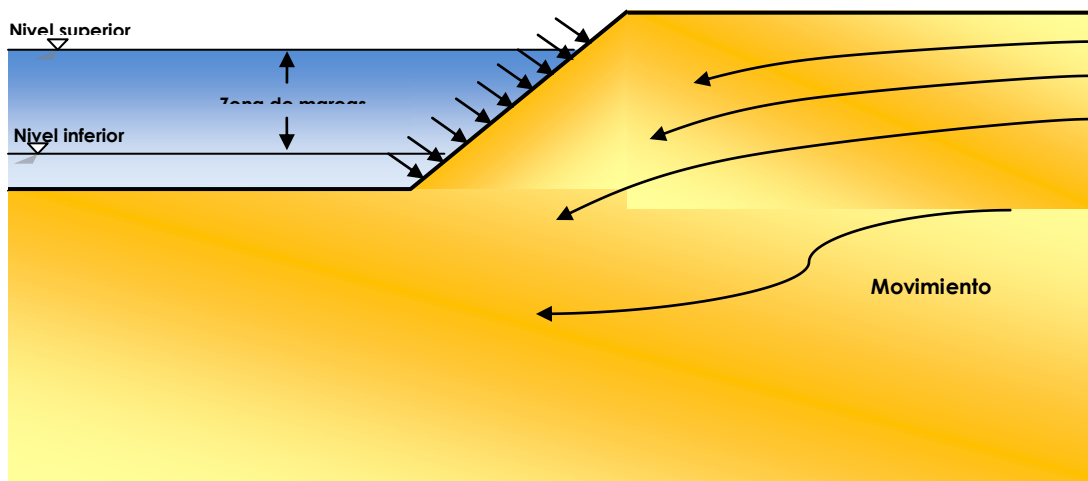


Figura 4.8 Fuerza de filtración generadas por el cambio de nivel de embalse. (Montoya, 2009)





### 4.2.1 Falla por deslizamiento superficial

A. Rico (2000) define esta falla como “un proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales”. Además del término deslizamiento superficial, se utiliza la palabra inglesa “creep” para definir este de falla.

Este tipo de falla suele afectar grandes áreas de terreno. El movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y la masa inmóvil más profunda. No se presenta una superficie de falla definida.

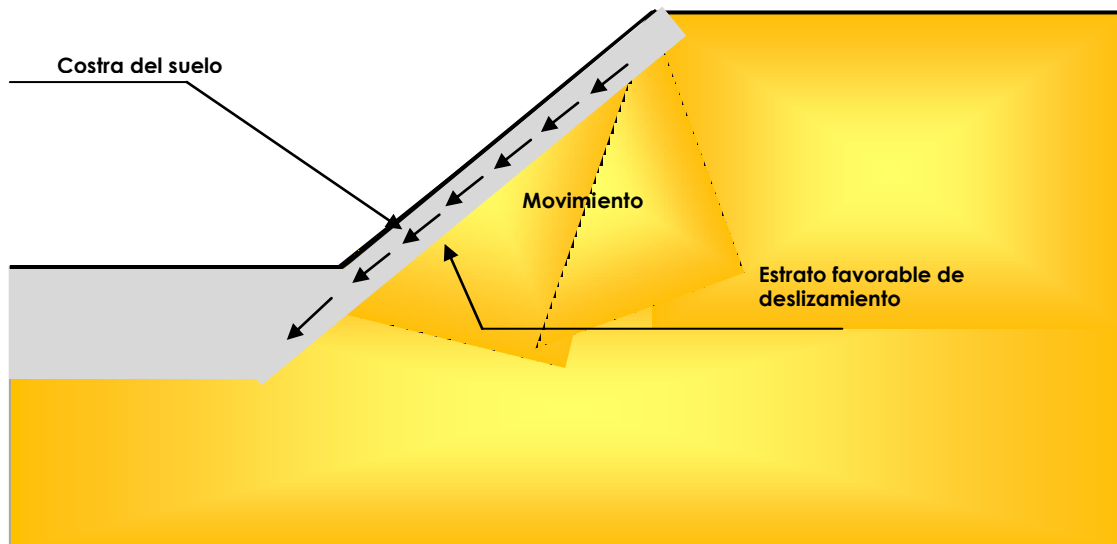
Terzaghi (1959) distingue dos clases de deslizamiento superficial: 1) el estacional, que afecta sólo a la corteza superficial del talud cuyos suelos sufren la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones humedecimiento y secado; 2) el masivo, que afecta a capas de suelo más profundas, no afectadas por el clima, por lo que sólo se puede atribuir al efecto de factores internos que actúan en los suelos.

El creep estacional produce movimientos que pueden variar con la época del año. La velocidad del movimiento rara vez excede algunos centímetros por año.

Otro tipo de falla por deslizamiento superficial se presenta en la costra de suelo sobre un estrato que por condiciones geológicas es favorable al deslizamiento en una superficie de falla predefinida.

En general este tipo de movimiento está asociado a estratigrafías cuyo echado está en dirección del talud y que además se acelera al presentarse flujo de agua dentro del cuerpo del talud, figura 4.9





**Figura 4.9** Falla por deslizamiento superficial sobre un estrato favorable al deslizamiento. (Montoya, 2009)

#### 4.2.2 Falla por rotación

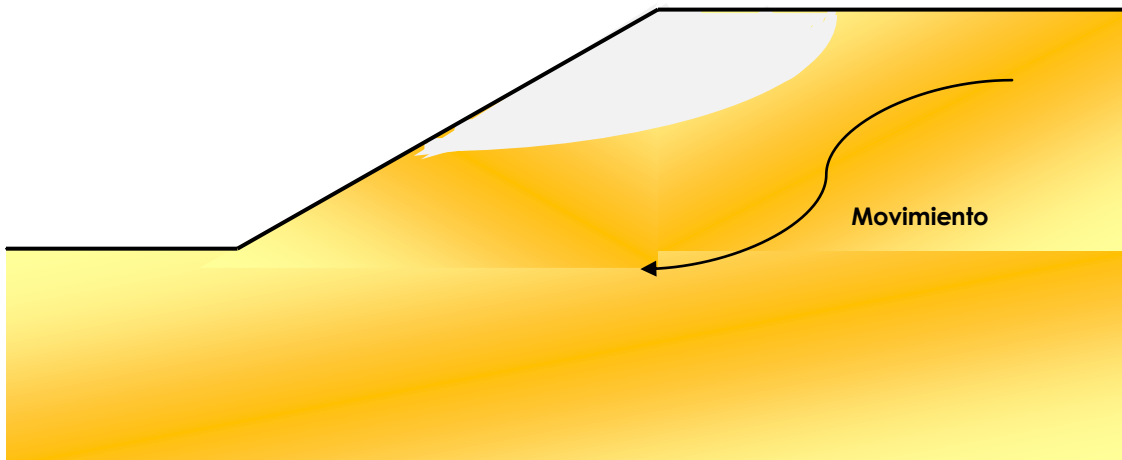
El deslizamiento ocurre abarcando una masa considerable de suelo que afecta a profundidad la geometría del talud. Este tipo de falla presenta una superficie cilíndrica o concoidal, sobre la cual se produce el movimiento, generalmente de forma súbita. La falla por rotación se clasifica con respecto a la profundidad en que se presenta la superficie de falla y el punto donde esta superficie corta a los planos que forman la geometría del talud.

#### 4.2.3 Falla local

Ocurre cuando la superficie de falla corta al plano inclinado del talud entre el hombro y el pie, sin cortar el pie del talud, figura 4.10 Coloquialmente a este tipo de falla se le conoce como “desconchamiento” y en la mayoría de los casos no corresponde a una falla catastrófica. Al provocar un cambio en la geometría del talud puede propiciar la aparición de fallas subsecuentes que lleven a la falla catastrófica del talud.



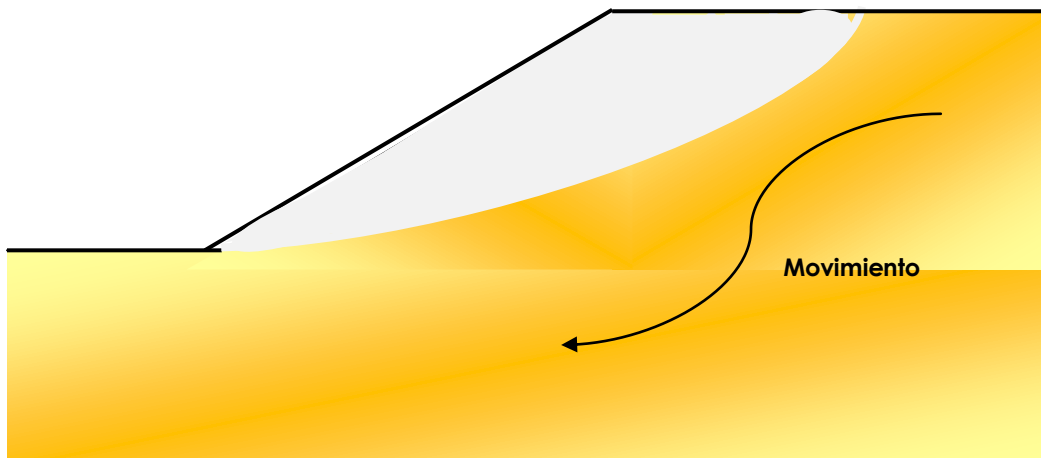




**Figura 4.10** *Falla local. (Montoya, 2009)*

#### 4.2.3.1 Falla de pie

Se presenta cuando la superficie de falla tiene cercanía del pie del talud, figura 4.11, y corresponde a una falla catastrófica del talud.



**Figura 4.11** *Falla de pie. (Montoya, 2009)*

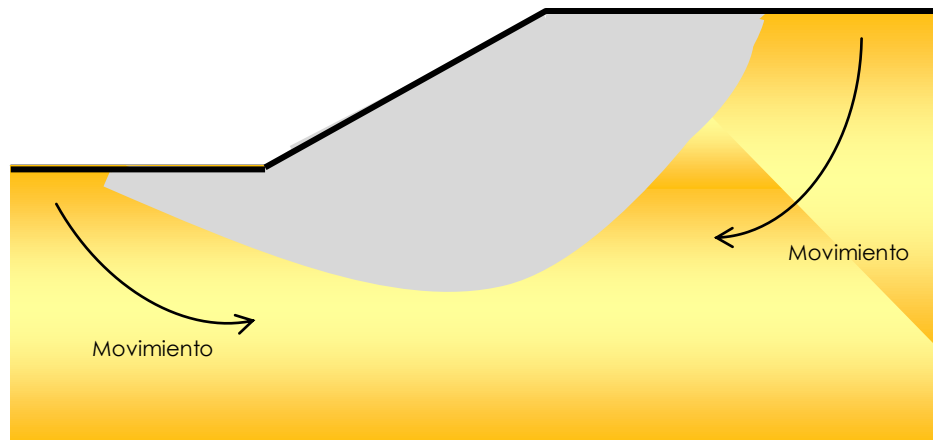
#### 4.2.4 Falla de base

Ocurre cuando la superficie de falla corta al plano horizontal que forma





la base del talud, figura 4.12, y corresponde a una falla general de toda la geometría del talud. Presenta la mayor profundidad y puede estar limitada por estratos más resistentes.



**Figura 4.12.** *Falla de base. (Montoya, 2009)*

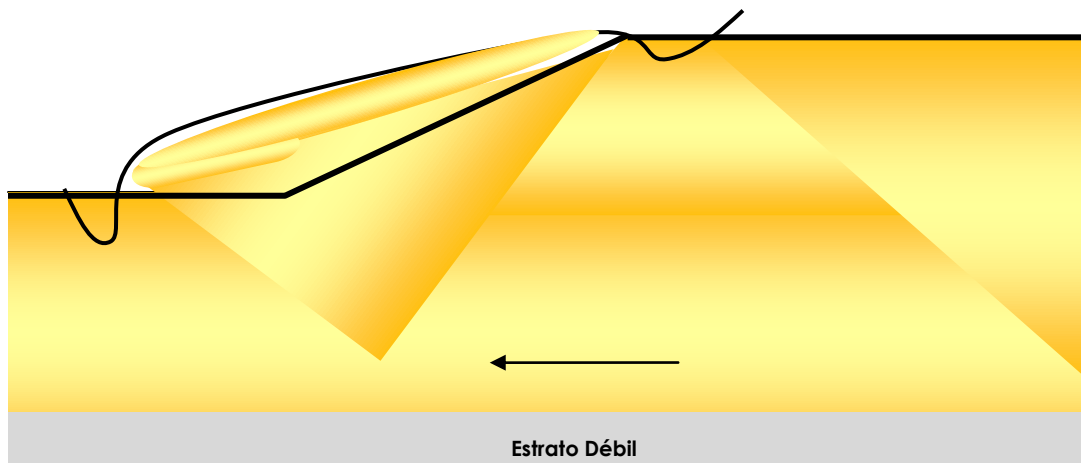
#### **4.2.5 Falla por traslación**

Esta falla se presenta como un movimiento importante del cuerpo del talud, sobre una superficie relativamente plana asociada a estratos poco resistente localizada en las cercanías del pie del talud, figura 4.13.

La superficie de falla se desarrolla paralela a la estratificación de suelos débiles, terminando generalmente sobre planos de agrietamientos verticales. Los estratos débiles que propician la aparición de este mecanismo de falla por lo general corresponden a arcillas blandas, arenas finas o limos no plásticos, que se encuentran empacados entre estratos de suelos de mayor resistencia.

Generalmente el factor que provoca la activación del mecanismo de falla es un aumento en las condiciones de presión de poro en el estrato débil.





**Figura 4.13** Falla por traslación. (Montoya, 2009)

#### 4.2.6 Falla por flujo

Corresponde a movimientos relativamente rápidos de una parte del talud, de forma que esos movimientos y las velocidades en las que ocurren, corresponden al comportamiento que presentaría un líquido viscoso. No se distingue una superficie de deslizamiento debido a que ésta se presenta en un periodo breve de tiempo.

Esta falla se presenta con mayor frecuencia en taludes naturales formados por materiales no “consolidados” y se desarrolla el mecanismo cuando hay un aumento apreciable en el contenido de agua. La figura 4.14, Rico (2000), muestra algunos deslizamientos de este tipo.

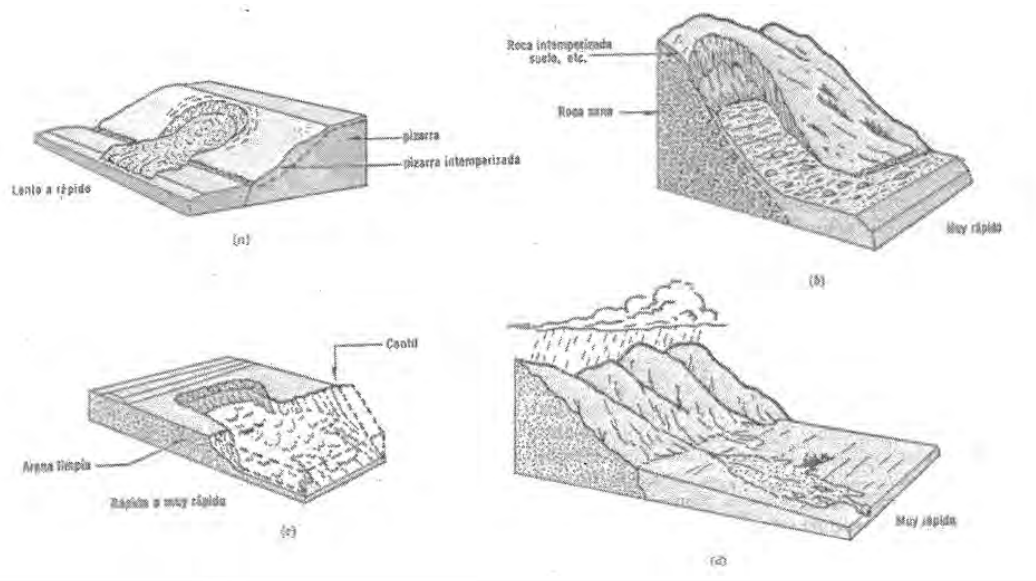
#### 4.2.7 Falla por licuación

El fenómeno de licuación se presenta cuando se provoca una reducción rápida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo. Esta pérdida conduce al colapso del suelo en que se presenta y con ello al de la estructura que forme o que se encuentre sobre este.





La licuación se ha presentado con mayor frecuencia en arenas finas, sumergidas sometidas a un incremento en la presión de poro por efecto de vibraciones o sismo alcanzando su gradiente crítico, lo que desencadena el fenómeno.



**Figura 4.14** Falla por flujo en materiales húmedos

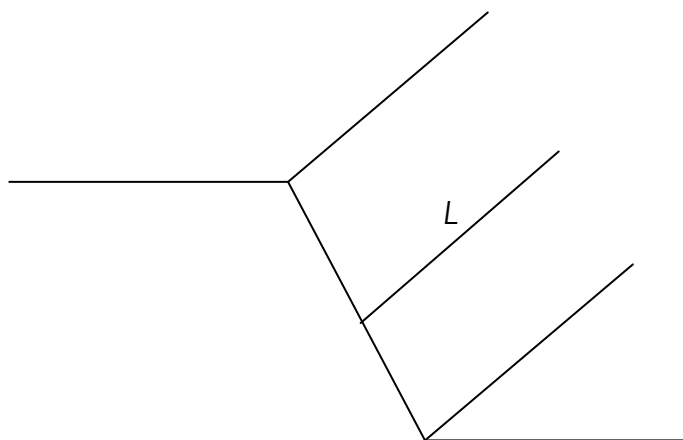
### 4.3 Análisis bidimensional

Se idealiza que el problema es de deformación plana. Debido a que la longitud  $L$  es mucho mayor que las dimensiones de la sección transversal, figura 4.15, se considera que no existe influencia de factores que sumen deformación a las obtenidas al analizar la sección transversal; es decir, sus características en toda la longitud  $L$  son las mismas que en cualquier corte transversal generado sobre ésta, por lo cual se obtendrán los mismos resultados.

#### 4.3.1 Hipótesis utilizadas en los análisis de estabilidad de taludes

Los métodos para análisis de estabilidad de taludes se basan en hipótesis propias. Para el análisis en dos dimensiones la mayoría de los métodos comparten las siguientes:





$L \gg$  dimensiones de la sección

**Figura 4.15** *Análisis plano de deformaciones.*

#### **a) Superficie de falla**

Al presentarse el movimiento de la masa de suelo, ésta se desplaza sobre un plano que define la falla. En los modelos para análisis de estabilidad de taludes esta condición se representa mediante una forma geométrica que se apegue más a las condiciones presentadas en los taludes.

#### **b) Movimiento de la masa de suelo como cuerpo rígido**

Se considera que la masa de suelo se desplaza sobre la superficie de falla como cuerpo rígido por lo cual no se consideran deformaciones ni cambios de volumen en la masa de suelo al presentarse la falla.

#### **c) Homogeneidad en las propiedades del suelo**

Esta simplificación considera que las propiedades del suelo no varían con respecto a la geometría o profundidad del talud.





#### **d) Condición de falla generalizada a lo largo de toda superficie de falla**

Se considera que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se presenta a lo largo de la superficie de falla. En caso de taludes estratificados, la resistencia al esfuerzo cortante será la suma de la resistencia de cada suelo a lo largo del tramo de superficie que corta cada estrato.

#### **4.3.2 Métodos empíricos**

Se basan en observaciones de campo y en la experiencia previa de los diseñadores tomando en cuenta las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona donde se encuentra el talud. Permiten un análisis simple y relativamente rápido cuando las condiciones reales se apegan a las hipótesis en que se basan estos métodos; la incertidumbre inherente a estos métodos es alta debido a que no se realizan exploración, ensayos de laboratorio o cálculos rigurosos de estabilidad.

Rico y Del castillo (2000), tabla 4.1, presentan un sumario de recomendaciones de inclinación de cortes en diversos materiales utilizadas en el diseño empírico de taludes para vías terrestres. La tabla, desarrollada hace mas de 3 décadas, toma en cuenta los requerimientos usuales de las vías terrestres, pero debe utilizarse con reserva y revisar sus resultados aplicando una metodología rigurosa.

#### **4.3.3 Métodos simplificados**

Los métodos simplificados permiten calcular el factor de seguridad mínimo de un talud en forma simple y rápida, cuando las condiciones del talud se ajustan a las condiciones idealizadas con las cuales se generaron las gráficas de estabilidad propias del método.





TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza intemperizada con flujo de agua.					Proyectar subdrenaje contracunetas impermeables.
Caliza sana con echado contra el corte entre 90° y 45°, con lubricante arcilloso entre estratos.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar bermas impermeabilizadas de 4 m a la mitad de la altura. Contracunetas impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada.					Contracuneta impermeable.
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 30° y 45°.					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal.
Caliza muy poco intemperizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte.					Descopetar la zona más fracturada a 1:1. Contracuneta impermeabilizada.
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Aglomerado medianamente compacto con finos no plásticos.					Contracuneta impermeabilizada, para cortes mayores de 10 m construir banquetas de 1.0 m ca. el pie del talud.
Aglomerado medianamente compacto con finos plásticos.					Contracunetas impermeabilizadas. Para corte mayor de 10 m proyectar bermas de 2 m a la mitad de la altura y para corte mayor de 15 m aumentar el ancho a 4 m.
Arenas limosas y limos compactos.					Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada, si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 1:1 y proteger con pasto.
Arenas limosas y limos poco compactos.					Contracuneta impermeable. Descopetar a 1:5:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15 m proyectar banquetas de 5 m al pie del talud.

Tabla 4.1 Recomendaciones para inclinación de taludes en vías terrestres.





### 4.3.3.1 Taylor

Taylor (1948), desarrollo, con base en el método del círculo de fricción, gráficas para determinar el factor de seguridad mínimo de un talud homogéneo que se encuentra sobre un estrato de suelo más competente o un estrato de roca, tanto para materiales con  $c \neq 0$  y  $\phi = 0$ . Taylor considera una falla de base por rotación, que en el medio no existen grietas de tensión y no se presentan cargas externas o flujo de agua en el talud.

El factor de seguridad mínimo del talud se determina con la ecuación 4.1

$$FS = N \left( \frac{c_u}{\gamma H} \right) \quad 4.1$$

#### Donde:

$F_s$	Factor de seguridad,
$N$	Número de estabilidad,
$c_u$	Cohesión del material,
$\gamma$	Peso volumétrico de suelo,
$H$	Altura del talud.

En las figuras 4.16 y 4.17 se muestran las gráficas de estabilidad para materiales con  $c \neq 0$  y  $\phi = 0$  y para  $c \neq 0$  y  $\phi \neq 0$ , respectivamente.

### 4.3.3.2 Janbu

Janbu (1954) desarrolló gráficas de estabilidad para calcular el factor de seguridad mínimo de un talud con base en las siguientes hipótesis: a) no existe un tirante de agua al pie del talud; b) no se aplican sobrecargas; c) no hay grietas de tensión; d) el suelo es homogéneo y su resistencia se debe solamente a la cohesión; e) la cohesión es constante con la profundidad y e) la falla se produce por rotación.

En la figura 4.18 se presenta la gráfica de estabilidad de Janbu. Para determinar la superficie de falla se utilizan las gráficas de la figura 4.19.





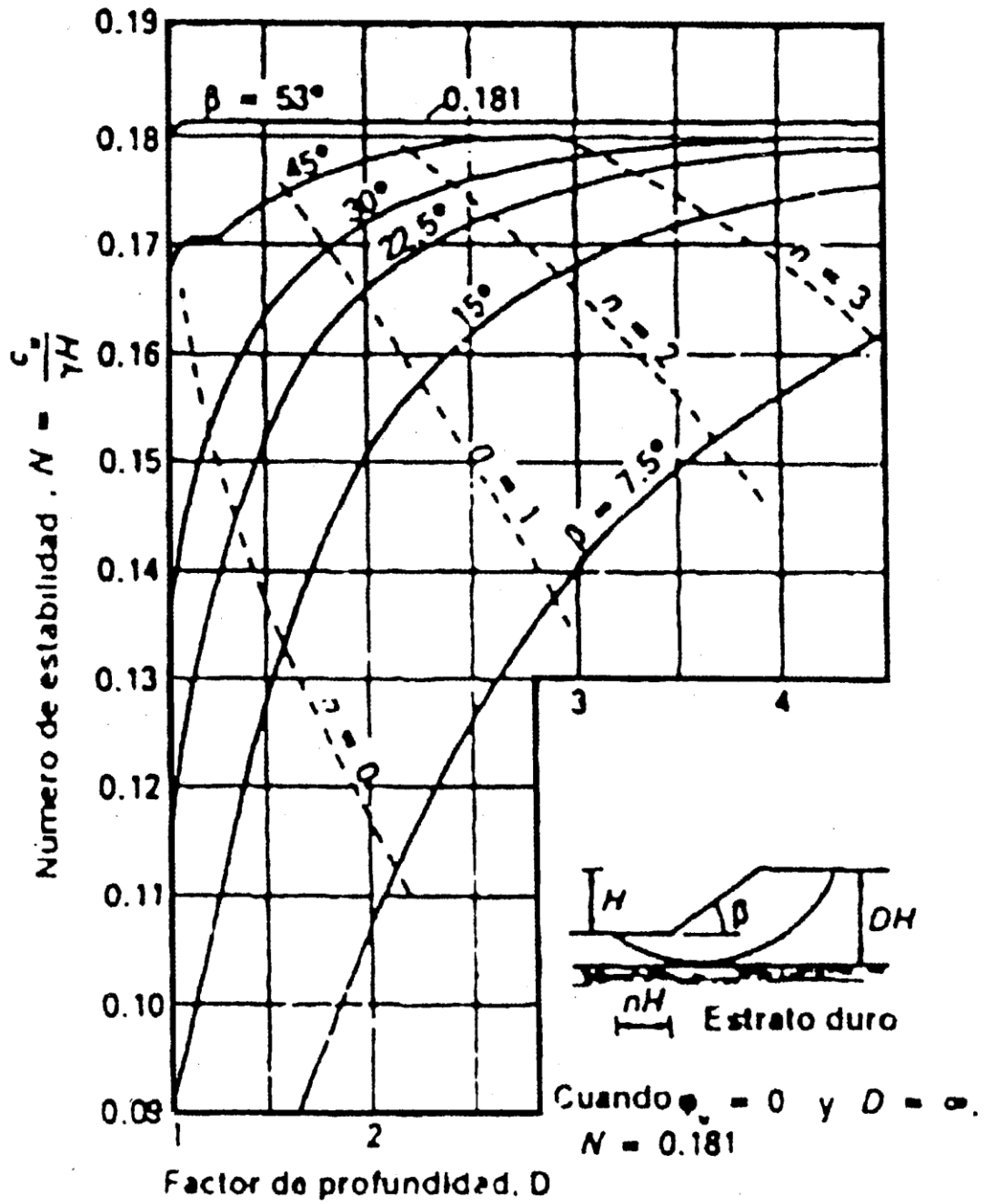


Figura 4.16 Gráfica de estabilidad para el caso  $c \neq 0$  y  $\phi \neq 0$  (Taylor, 1948)



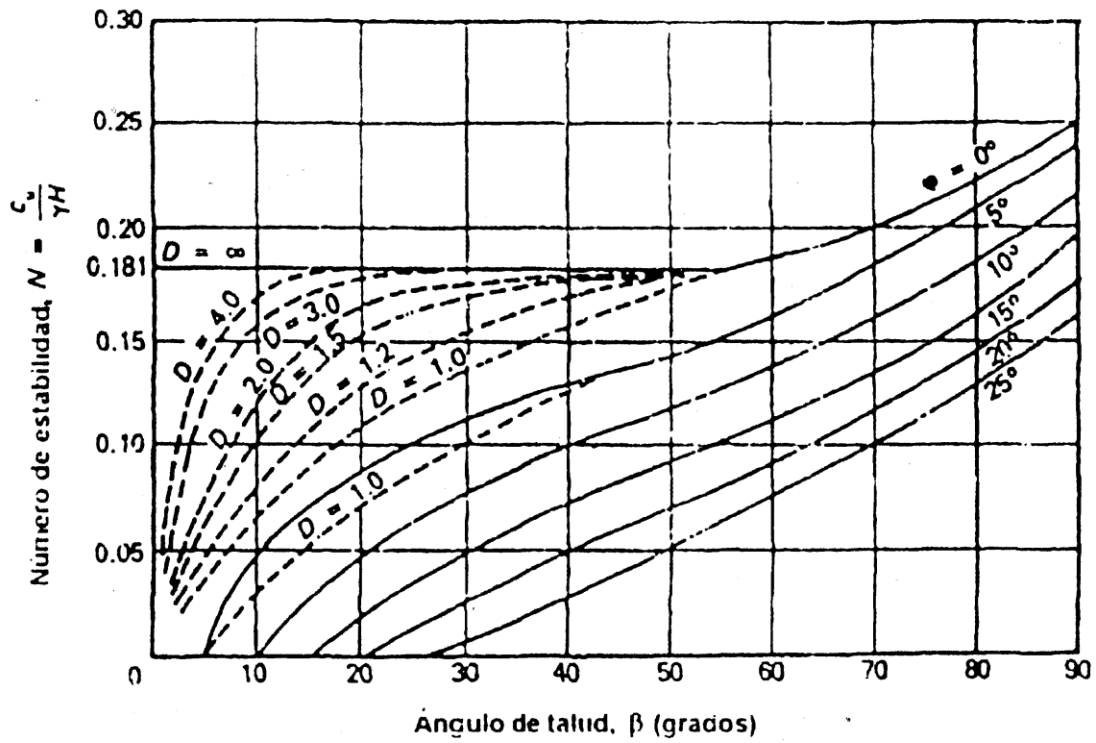
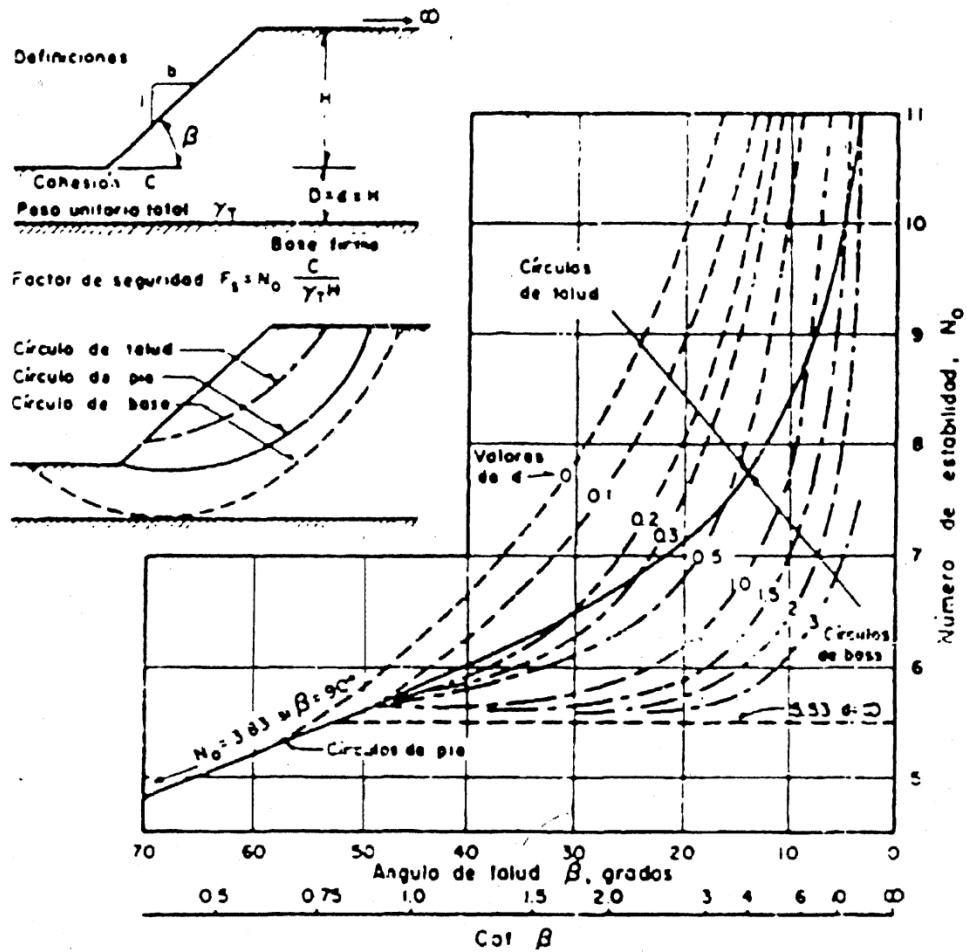


Figura 4.17 Gráfica de estabilidad para el caso  $c \neq 0$  y  $\phi \neq 0$  (Taylor, 1948)

Janbu (1954) propone factores de corrección en caso de sobrecarga, grietas de tensión o tirante de agua al pie del talud, figura 4.20.





HIPOTESIS

1. No existe un tirante de agua al pie del talud
2. No actúan sobrecargas
3. No existen grietas de tensión
4. El suelo es homogéneo hasta la profundidad  $D$
5. La resistencia se debe únicamente a la cohesión y es constante con la profundidad
6. La falla se produce a lo largo de un círculo

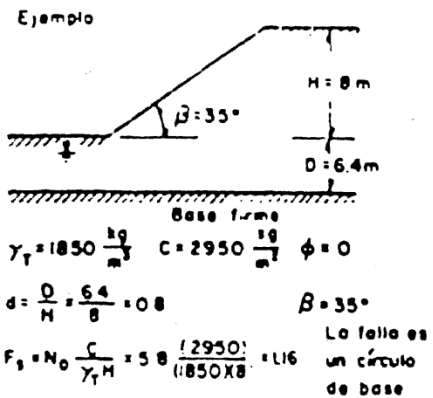


Figura 4.18 Gráfica de estabilidad para el caso  $\phi \neq 0$  (Taylor, 1954)



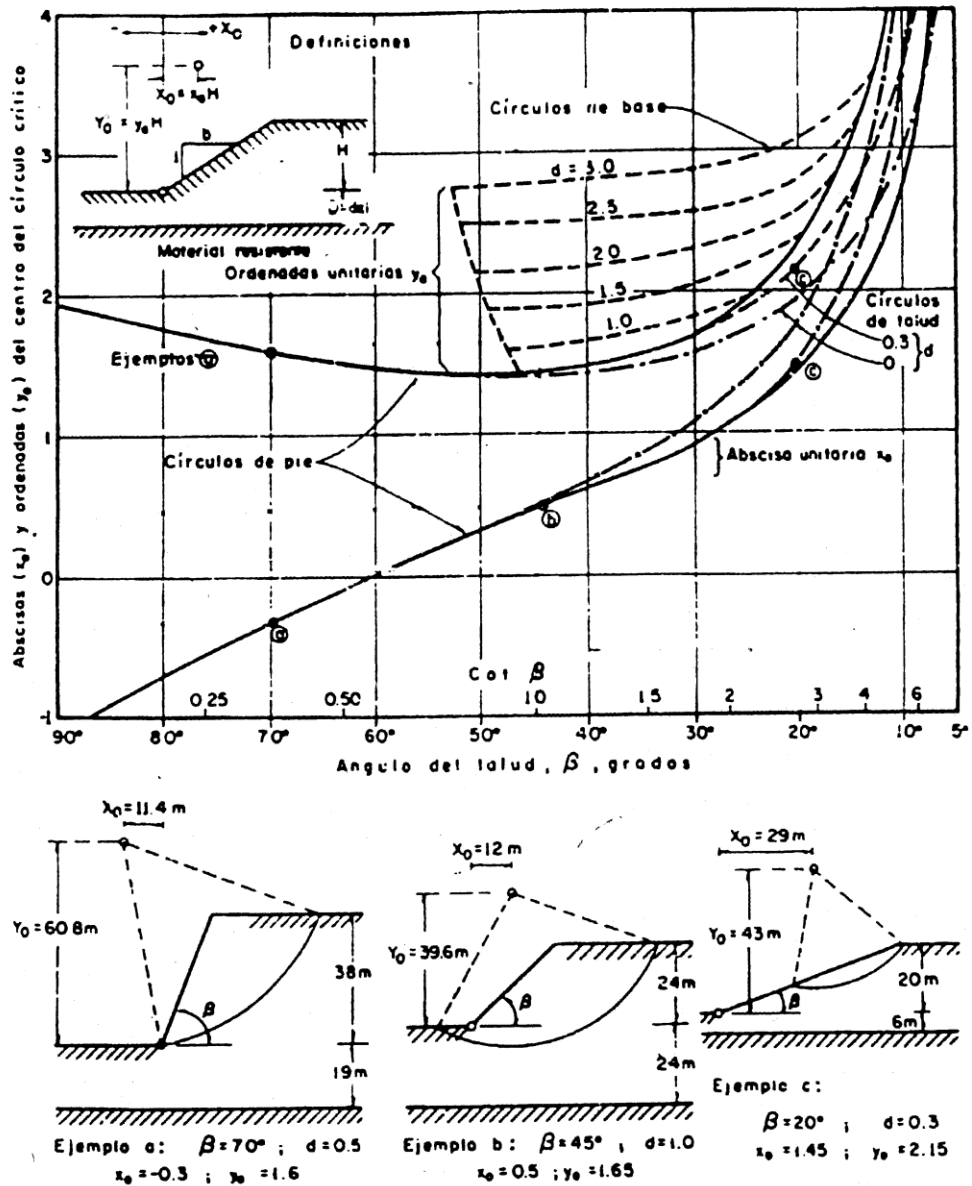
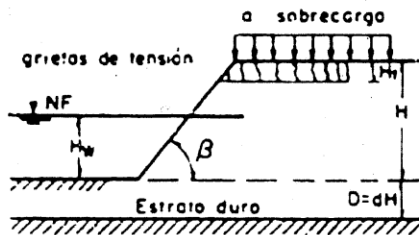
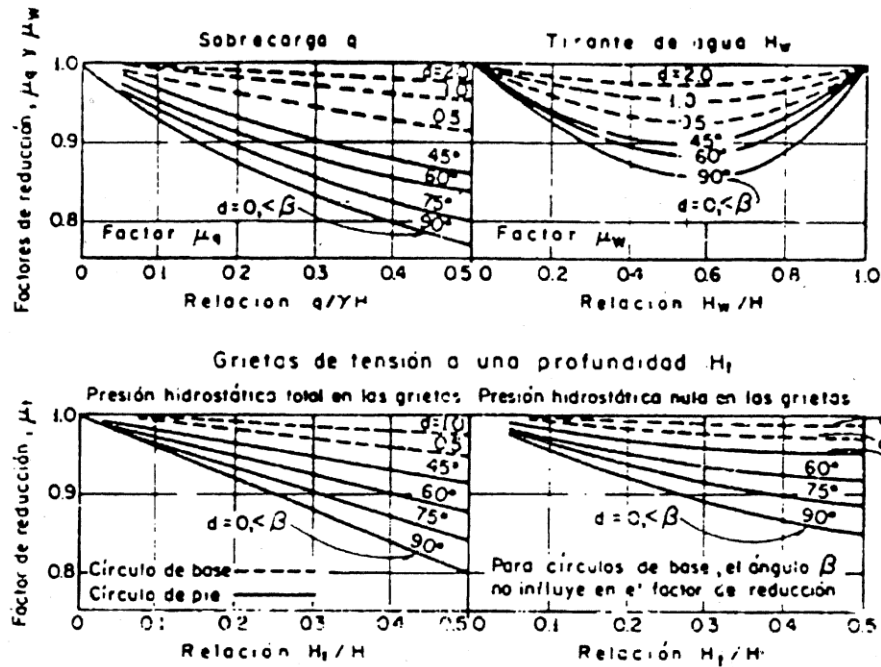


Figura 4.19 Centro y superficie de falla crítica para el caso de  $\phi \neq 0$  (Janbu, 1954).





INFLUENCIA EN EL FACTOR DE SEGURIDAD

Cuando  $\phi = 0$   $F_s = \frac{\mu_q \mu_w \mu_t N_o C}{\gamma H + a - \gamma_w H_w}$   
 Cuando  $\phi > 0$   $F_s = \frac{N_c \lambda_c C}{P_d}$  y  $\lambda_c \phi = \frac{P_e \tan \phi}{C}$   
 $P_d = \frac{\gamma_{sat} H + a - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$   
 $P_e = \frac{\gamma_{sat} H + a}{\mu_q}$

Ejemplo cuando  $\phi = 0$ . Ver Ad 19  
 para  $q = 1030 \text{ kg/m}^2$ ;  $\frac{a}{\gamma H} = \frac{1030}{1850 \times 8} = 0.695$   
 $H_w = 4.8 \text{ m}$ ;  $\frac{H_w}{H} = \frac{4.8}{8} = 0.6$   
 $H_1 = 1.3 \text{ m}$ ;  $\frac{H_1}{H} = \frac{1.3}{8} = 0.16$   
 entonces,  $\mu_q = 0.940$ ,  $\mu_w = 0.945$   
 $\mu_t = 0.985$  (Presión hidrostática neta)  
 $F_s = \frac{0.940 \times 0.945 \times 0.985 \times 5.8 \times 2950}{1850 \times 8 + 1030 - 1000 \times 4.8} = 1.35$

Ejemplo cuando  $\phi > 0$ . Ver Ad 22  
 para  $q = 280 \text{ kg/m}^2$ ;  $\frac{a}{\gamma H} = \frac{280}{1930 \times 8} = 0.018$   
 $H_w = 1.74 \text{ m}$ ;  $\frac{H_w}{H} = \frac{1.74}{8} = 0.217$   
 $H_1 = 2.78 \text{ m}$ ;  $\frac{H_1}{H} = \frac{2.78}{8} = 0.348$   
 entonces,  $\mu_q = 0.995$ ,  $\mu_w = 0.975$ ,  $\mu_t = 0.990$  (Pres. hydr. tot)  
 $P_d = \frac{1930 \times 8 + 280 - 1000 \times 1.74}{0.995 \times 0.975 \times 0.990} = 14540$   
 $P_e = \frac{1930 \times 8 + 280}{0.995} = 15800$   
 $\lambda_c \phi = \frac{15800 \times 0.306}{1370} = 3.52$ ;  $F_s = \frac{14 \times 1370}{14540} = 1.33$

Figura 4.20 Corrección por influencia de sobrecarga, tirante de agua y grietas de tensión para el caso de  $\phi \neq 0$  (Janbu, 1954).





### 4.3.3.3 Bishop – Morgenstern

Bishop y Morgenstern (1960) proporcionan gráficas de estabilidad para determinar el factor de seguridad mínimo de un talud homogéneo, figura 4.21, con base en el método de Bishop modificado. El factor de seguridad se calcula aplicando la ecuación 4.2.

$$FS = m - n(r_u) \quad 4.2$$

Donde:

$FS$  Factor de seguridad,  
 $m, n$  coeficiente de estabilidad,  
 $r_u$  relación de presión de poro.

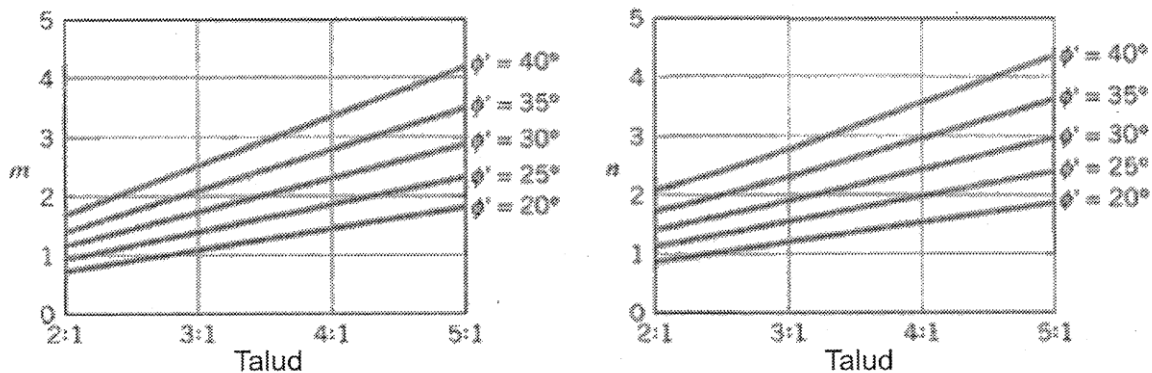


Figura 4.21. Gráfica valores de  $m$  y  $n$  (Bishop-Morgenstern, 1960)

### 4.3.4 Métodos detallados o rigurosos

Estos métodos se basan en procedimientos que toman en cuenta el equilibrio de fuerzas y/o momentos actuantes en el talud para determinar su factor de seguridad. Requieren de parámetros obtenidos en combinación de un programa de explotación del subsuelo y ensayos de laboratorio.





#### 4.3.4.1 Análisis de superficies planas

Cuando las dimensiones del talud son grandes y en las que se considera que el desplazamiento de la masa de suelo se produce sobre una superficie plana, el cálculo del factor de seguridad corresponde a la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y la fuerza cortante que actúa en el talud, ecuación 4.3.

$$FS = \frac{s}{\tau_m} \quad 4.3$$

Donde:

- $FS$  Factor de seguridad,
- $s$  Resistencia al esfuerzo cortante del suelo,
- $\tau_m$  Fuerza cortante actuante en el talud.

Por simplificación, considera en estos métodos que el suelo es homogéneo y no estratificado en la masa de suelo en movimiento.

Para taludes de longitud infinita formados por suelos con  $c \neq 0$  y  $\phi = 0$ , el factor de seguridad se calcula como:

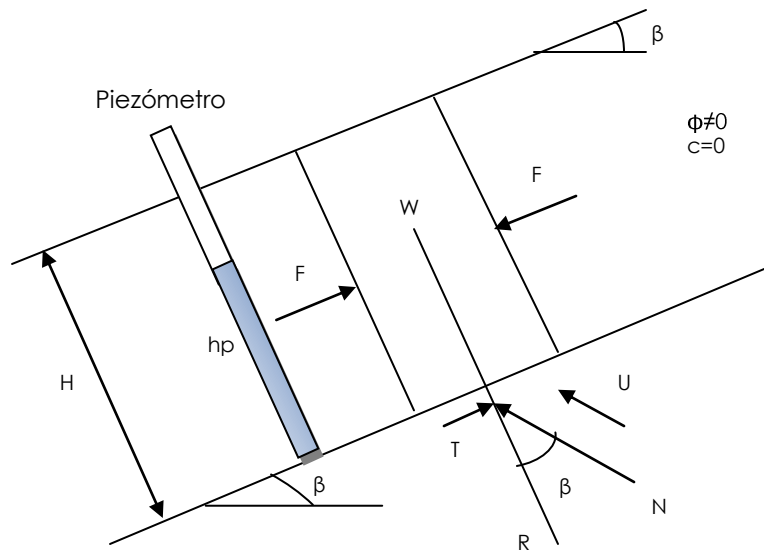
$$FS = \frac{s}{\tau_m} = \frac{\tan\phi}{\tan\beta} \left( 1 - \frac{h_p \gamma_w}{H \gamma \cos^2\beta} \right) \quad 4.4$$

Donde:

- $\phi$  Ángulo de fricción del suelo.
- $\beta$  Ángulo de inclinación del talud.
- $H$  Espesor del suelo en movimiento.
- $h_p$  Altura piezométrica dentro del talud.
- $\gamma$  Peso volumétrico del suelo.
- $\gamma_w$  Peso volumétrico del agua.
- $S$  Resistencia al esfuerzo cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla.
- $\tau_m$  Esfuerzo cortante actuante en el talud a lo largo de la superficie de falla.

En la figura 4.22 se muestra el diagrama de fuerzas consideradas en este caso.





**Figura 4.22** Talud de longitud infinita en suelos con  $c \neq 0$  y  $\phi \neq 0$

En taludes de longitud infinita, formados por suelos con  $c \neq 0$  y  $\phi \neq 0$ , el factor de seguridad se calcula como:

$$FS = \frac{s}{T_m} = \frac{c}{\gamma H \cos \beta \sin \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \left( 1 - \frac{h_p \gamma_w}{H \gamma \cos^2 \beta} \right) \quad 4.5$$

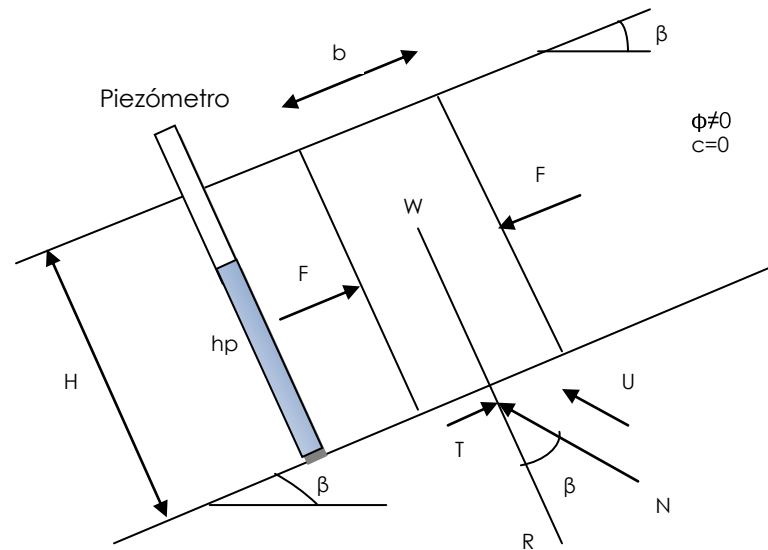
Donde:

- $\phi$  ángulo de fricción del suelo,
- $C$  cohesión del suelo,
- $B$  ángulo de inclinación del talud,
- $H$  espesor del suelo en movimiento,
- $\gamma$  peso volumétrico del suelo,
- $h_p$  altura piezométrica dentro del talud ,
- $\gamma$  peso volumétrico del suelo,
- $\gamma_w$  peso volumétrico del agua,
- $s$  resistencia al esfuerzo cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla,
- $T_m$  esfuerzo cortante actuante en el talud a lo largo de la superficie de falla,

En la figura 4.23 se presenta el diagrama de fuerzas considerando taludes infinitos.







**Figura 4.23** Talud de longitud infinita en suelos con  $c \neq 0$  y  $\phi \neq 0$

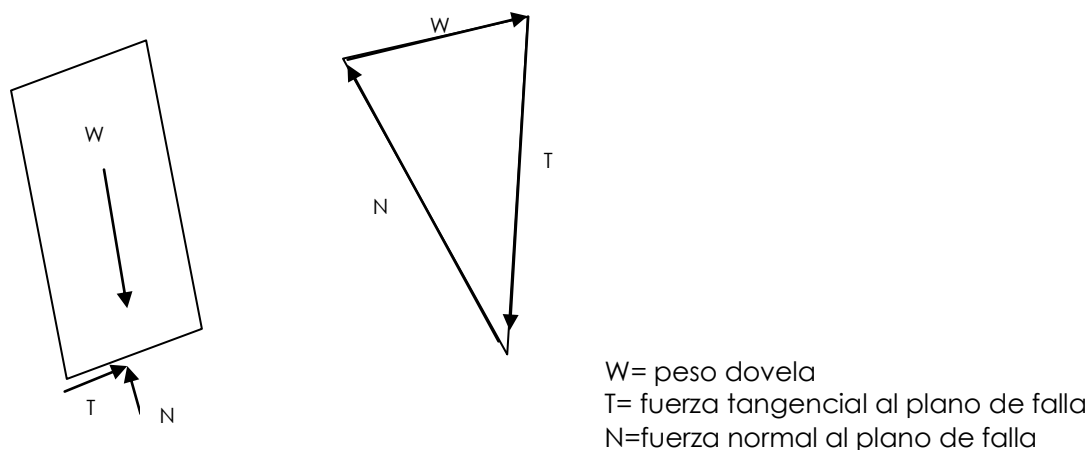
#### 4.3.4.2 Fellenius

También conocido como Método Sueco. Este método es el primero que considera la estabilidad del talud a través del análisis de fuerzas que actúan en este, dividiendo a la masa de suelo en movimiento en franjas independientemente o dovelas.

El método considera una superficie de falla cilíndrica, la cual tiene rotación considerando un punto de giro que corresponde al centro del círculo que define la superficie de falla. Se ignora la fricción entre dovelas y solo se consideran las fuerzas tangenciales a lo largo de la superficie de falla que actúan en cada una de ellas.

El factor de seguridad se calcula como la relación entre la sumatoria de los momentos resistentes de cada dovela y la sumatoria entre los momentos actuantes también en cada dovela, ambos respecto al centro del círculo de falla, figura 4.24.





**Figura 4.24** Diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas aplicado en el método de Fellenius

El factor de seguridad está definido como:

$$FS = \frac{\sum(c\beta + N\tan\phi)}{\sum(W\text{sen}\alpha)} \quad 4.6$$

Donde:

- C Cohesión del suelo,
- $\phi$  Ángulo de fricción del suelo,
- $\beta$  Ángulo de inclinación del talud,
- N Fuerza normal ( $W \cos \alpha$ ),
- W Peso de la dovela,
- $\alpha$  Ángulo de la inclinación de la superficie de falla,

#### 4.3.4.3 Bishop modificado

Bishop (1954) propuso un método cuya solución es una refinación al método de Fellenius. Considera una superficie de falla cilíndrica y una masa de suelo que gira sobre un punto, el cual corresponde al centro del





círculo que define la superficie de falla. No considera la fricción entre dovelas, solamente las fuerzas normales a éstas.

Considerando que se establece el equilibrio vertical de todas las fuerzas que actúan sobre cada dovela, y que el factor de seguridad es la relación entre la sumatoria de los momentos resistentes y la sumatoria de los momentos actuantes, se tiene:

$$FS = \frac{1}{\sum(W \sin \alpha)} \left( c\beta + W \tan \phi \left( \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS} \right) \right) \quad 4.7$$

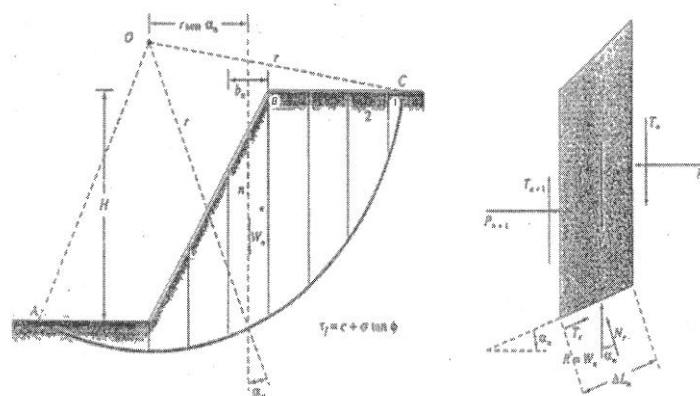
Donde:

- C Cohesión del suelo,
- $\phi$  Ángulo de fricción del suelo,
- $\beta$  Longitud de la superficie de falla,
- W Peso de la dovela,

Como el factor de seguridad está implícito en la ecuación, el método se reduce a una solución mediante tanteos. Con la aplicación de la informática esta acción se puede resolver de manera sencilla. Kering (1995) propuso una gráfica que auxilia en la solución al asignar valores al coeficiente

$$\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS} \quad 4.8$$

En la figura 4.25 se muestra el diagrama de cuerpo libre y el polígono de fuerzas considerado por el método simplificado de Bishop.



**Figura 4.25** Diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas aplicado en el método de Bishop modificado.





#### 4.3.4.4 Janbu simplificado

El método de Janbu simplificado, Fredlund y Krahn (1997), similar al de Bishop modificado, con la diferencia de que toma en cuenta el equilibrio de fuerzas horizontales, mientras que Bishop modificado considera el equilibrio de momentos.

El método toma en cuenta las fuerzas normales generadas entre las dovelas, sin considerar las fuerzas de fricción generadas entre estas:

$$FS = \frac{(\sum c(\cos\alpha) + (P - ul)\tan\phi\cos\alpha)}{\sum P(\sin\alpha) + \sum kW \pm A - L\cos\alpha} \quad 4.9$$

Donde:

FS	Factor de seguridad,
C	Cohesión del suelo,
$\phi$	Ángulo de fricción del suelo,
l	Longitud de la superficie de falla,
W	Peso de la dovela,
$\alpha$	Inclinación de la superficie de falla,
P	Fuerza normal total en la base de las dovelas
u	Presión de poro,
A	Carga uniforme en la superficie del talud,
k	Coefficiente sísmico,
l	Carga uniformemente repartida,

#### 4.3.4.5 Morgenstern – Price

Morgenstern y Price (1995) propusieron un método que satisface el equilibrio estático de fuerzas y momentos en forma rigurosa. Considera que la fuerza resultante entre dovelas varía con respecto a un porcentaje de una función arbitraria y por una constante  $\lambda$ . Estos factores permiten utilizar superficies de falla curvas que no necesariamente sean cilíndricas.

Las ecuaciones 4.10 y 4.11 presentan el cálculo del factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas y de momentos, respectivamente.





$$FS = \frac{(\sum cl(\cos\alpha) + (P - ul)\tan\phi\cos\alpha)}{\sum P(\sin\alpha) + \sum kW \pm A - L\cos\alpha} \quad 4.10$$

$$FS_f = \frac{\sum\{c\beta c\beta\cos\omega + (N - u\phi\phi)\tan\phi\cos\omega\}}{\sum N\sin\omega + \sum D\cos\omega} \quad 4.11$$

Donde:

- $FS_m$  factor de seguridad con respecto al equilibrio
- $c$  cohesión del suelo,
- $\phi$  ángulo de fricción del suelo,
- $\beta$  longitud de la superficie de falla,
- $W$  peso de la dovela,
- $\alpha$  inclinación de la superficie de falla,
- $N$  fuerza normal entre dovelas
- $X$  fuerza tangencial entre dovelas,

#### 4.4 Estabilidad dinámica

Buscando simplificar los efectos sísmicos que afectan a los taludes, se han desarrollado criterios para tenerlos en cuenta en el análisis y diseño. Marsal y Reséndiz (1975) consideran que los primeros análisis sísmicos aplicados en la estabilidad de los taludes de presas se hicieron considerando el efecto sísmico como una aceleración horizontal, uniforme, aplicada estáticamente a las cargas que representan el talud.

Como resultado se obtiene un análisis aproximado, relativamente sencillo, que ha tenido gran aceptación entre los ingenieros de la práctica profesional. Con el desarrollo de la informática se han implementado métodos y modelos más rigurosos para el análisis dinámico de las estructuras térrreas.





#### 4.4.1 Análisis pseudoestático

El análisis pseudoestático representa los efectos del sismo mediante una aceleración que crea fuerzas internas, horizontales y verticales, causando un aumento en el número de fuerzas que actúan en el talud.

Estas fuerzas están definidas como:

$$F_h = \frac{a_h}{g} W = c_h W \quad 4.12$$

$$F_v = \frac{a_v}{g} W = c_v W \quad 4.13$$

Donde:

$F_h$	Fuerza horizontal,
$F_v$	Fuerza vertical,
$a_h$	Aceleración horizontal,
$a_v$	Aceleración vertical,
$W$	Peso de la dovela,
$c_h$	Coefficiente sísmico,
$c_v$	Coefficiente sísmico,

#### 4.4.2 Análisis dinámico

El análisis dinámico de la estabilidad de taludes debe incluir las fuerzas de inercia que obran en la masa del suelo del talud. Cuando el empleo de un modelo refinado, análisis elastodinámico o elasto – plástico dinámico, no se justifique, una alternativa consiste en realizar un análisis estático equivalente, simulando los efectos del sismo mediante fuerzas de inercia que actúan en el centro de gravedad de la masa de suelo.

Cuando sea aceptable suponer un mecanismo de falla rotacional, la masa de suelo que desliza estará delimitada por la superficie del terreno y por el círculo o espiral logarítmica que representa la superficie de falla; en este caso es recomendable emplear el método propuesto por Spencer (1978), que se describe a continuación.

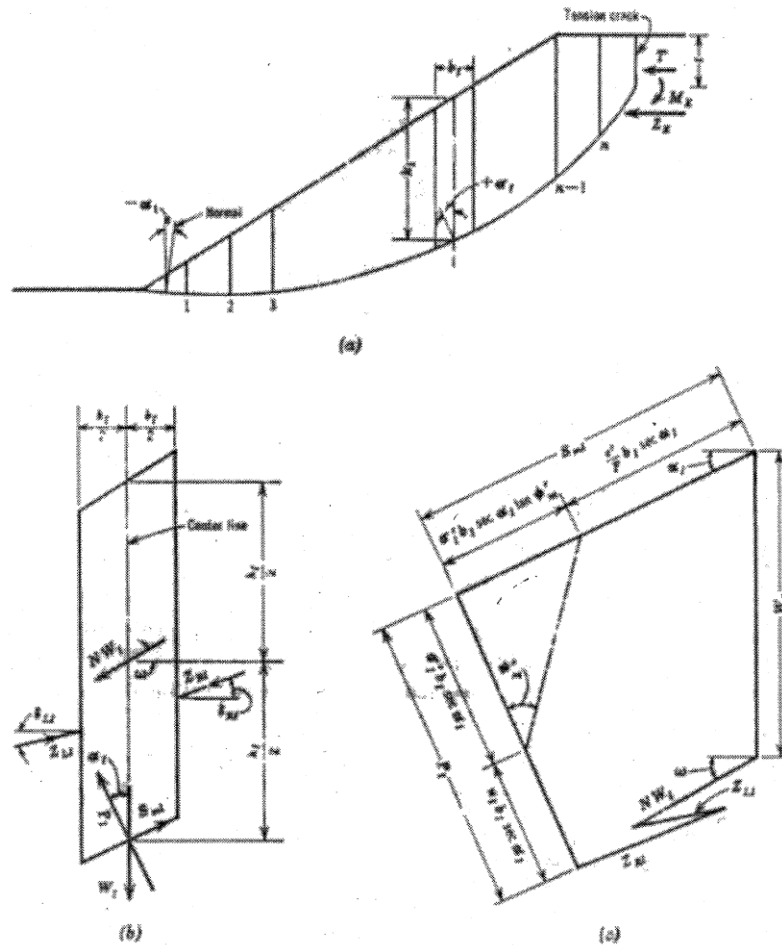




El método de Spencer evalúa la estabilidad de taludes sujetos a fuerzas debidas a aceleraciones laterales. Los principales objetivos son: a) evaluar el efecto en la estabilidad del talud variando la inclinación de la fuerza causada por la aceleración lateral, b) comparar la posición de la superficie de falla crítica obtenida con diferentes variables que satisfagan las ecuaciones de equilibrio.

**a) Fuerzas que actúan en la masa de suelo**

La figura 4.26 (a) muestra la sección transversal de un talud y la superficie de falla considerada para el análisis. El suelo dentro de la superficie de falla se divide en un número adecuado de dovelas. En la figura se muestra la dirección de la aceleración  $T$  y es posible considerar el efecto de una grieta de tensión con profundidad  $t$ . Se supone el efecto de la aceleración mediante el cálculo de la fuerza de inercia en el centro de gravedad de cada dovela.





**Figura 4.26.** Diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas aplicado en el método de Spencer

La figura 4.26(b) muestra una dovela. En ella se muestran las fuerzas considerada en el análisis, la fuerza de inercia,  $NW_1$ , correspondiente a una aceleración lateral  $N$  veces la gravedad; el peso de la dovela,  $W_1$ ; la fuerza normal en la base de la dovela  $P_1$ ; la resistencia al esfuerzo cortante movilizada,  $S_{m1}$ , que es igual que la fuerza cortante disponible,  $S_1$ , dividida por el factor de seguridad,  $F$ ; las fuerzas  $Z_{L1}$  y  $Z_{R1}$ , que actúan en las fronteras laterales de la dovela. El polígono de fuerzas generado con las fuerzas antes mencionadas se presenta en la figura 4.26(c).

### b) Ecuaciones para el equilibrio de fuerzas

La ecuación 4.14 es la expresión utilizada para el cálculo de la fuerza  $Z_{R1}$ . Para aplicar esta ecuación, debe encontrarse la fuerza externa  $Z_E$  requerida para estabilizar el talud. El proceso de solución involucra la eliminación de la fuerza  $Z_E$ .

$$M_T = \frac{1}{2} t^2 \gamma_w$$

$$Z_{R1} = \frac{\frac{c'}{F} b_1 \sec(\alpha_1) + \frac{\tan \phi'}{F} \{(W_1 [\cos(\alpha_1) + N \sin(\bar{\omega} - \alpha_1)]) - u_1 b_1 \sec(\alpha_1)\}}{\cos(\alpha_1 - \delta_{R1}) + \frac{\tan \phi'}{F} \sin(\alpha_1 - \delta_{R1})}$$

$$- \frac{W_1 [\sin(\alpha_1) + N \cos(\bar{\omega} - \alpha_1)]}{\cos(\alpha_1 - \delta_{R1}) + \frac{\tan \phi'}{F} \sin(\alpha_1 - \delta_{R1})} + Z_{L1} \left[ \frac{\cos(\alpha_1 - \delta_{L1}) + \frac{\tan \phi'}{F} \sin(\alpha_1 - \delta_{L1})}{\cos(\alpha_1 - \delta_{R1}) + \frac{\tan \phi'}{F} \sin(\alpha_1 - \delta_{L1})} \right] \quad 4.14$$

### c) Ecuaciones para el equilibrio de momentos

La ecuación 4.15 permite el cálculo del momento externo.  $M_E$ , que estabiliza el talud, el proceso de cálculo de la eliminación de  $M_E$ .

$$M_E = M_T - 0.5 \sum_{i=1}^{n-1} \{Z_1 \cos(\partial_i) [\tan \partial_i (b_i + b_{i+1}) - (b_i \tan \alpha_i + b_{i+1} \tan \alpha_{i+1})]\}$$

$$+ 0.5 N \cos \omega \sum_{i=1}^n (W_i h_i) F_h = \frac{a_h}{g} \quad W = c_h \quad WW \quad 4.15$$







$$M_T = \frac{1}{2} t^2 \gamma_w \quad 4.16$$

#### d) Ecuaciones para el cálculo de las fuerzas entre dovelas

Para el cálculo de la fuerza que actúa entre dovelas se considera la expresión de la ecuación 4.17 en la se propone el ángulo  $\theta$ .

$$\tan \theta_1 = k_1 \tan \theta \quad 4.17$$

Para satisfacer las condiciones de fuerzas y de momentos, es necesario seleccionar dos variables cuyo valor debe ser ajustado hasta que la fuerza externa,  $Z_E$ , y el momento externo,  $M_E$ , se reduzcan a un valor despreciable.

#### 4.4.3 Método Mononobe-Okabe

Okabe (1926), Monobe y Matsuo (1929), desarrollaron las bases para un análisis pseudoestático que evalúa las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre muros de contención. Este método es conocido como el método Mononobe –Okabe.

El método considera la aplicación de aceleraciones pseudoestáticas, tanto en dirección horizontal como vertical, que actúa en la cuña activa considerada en el método de Coulomb. Las magnitudes de estas fuerzas pseudoestáticas, horizontales y verticales, están relacionadas con la masa de la cuña, ecuaciones 4.18 a 4.19.

$$a_h = k_h(g) \quad 4.18$$

$$a_v = k_v(g) \quad 4.19$$

$$F_h = k_h(W_i) \quad 4.20$$

$$F_v = k_v(W_i) \quad 4.21$$

Donde:

- $a_h$  aceleración horizontal,
- $a_v$  aceleración vertical,
- $k_h$  coeficiente sísmico vertical,
- $F_h$  Fuerza pseudoestática horizontal,
- $F_v$  Fuerza pseudoestática vertical,
- $G$  aceleración de la gravedad,
- $W_i$  Peso de la cuña,





El método Mononobe-Okabe puede ser adaptado para su utilización en estabilidad de taludes considerando las fuerzas pseudoestáticas, calculadas mediante ecuaciones 4.20 y 4.21, al considerar el peso de la dovela en estudio dentro del equilibrio de fuerzas y/o momentos que emplee el método utilizado para el cálculo del factor de seguridad.

#### 4.5 Método del elemento finito para el cálculo del factor de seguridad

El método del elemento finito es utilizado para calcular el desplazamiento y los esfuerzos provocados por las cargas que actúan en el talud. El cálculo del factor de seguridad con este método corresponde a la relación del esfuerzo cortante calculado en una etapa de análisis con respecto al esfuerzo anterior. Este proceso continúa hasta que se obtenga la convergencia del método.

El cuerpo de ingenieros del Ejército de Estados Unidos, USACE por sus siglas en inglés (2003), define que el factor de seguridad aplicando el método de elemento finito se calcula con la ecuación 4.22.

$$FS = \frac{\sum s_i(\Delta l)}{\sum \tau_{i-1}(\Delta l)} \quad 4.22$$

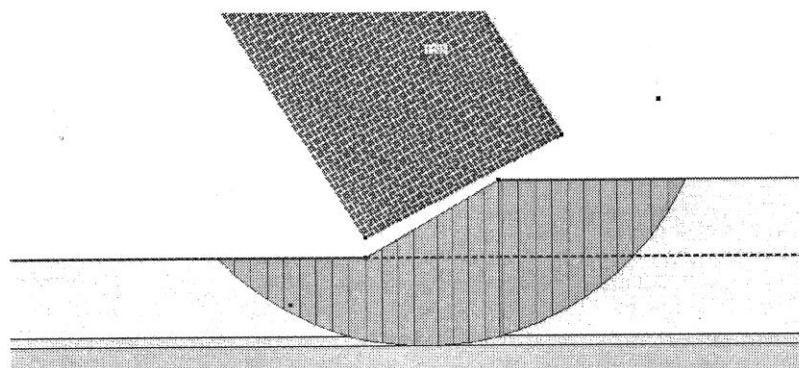
Donde

- $FS$  Factor de seguridad,
- $s_i$  Esfuerzo cortante calculado en la etapa  $i$ ,
- $\tau_{i-1}$  Esfuerzo cortante calculado en la etapa  $i-1$ ,
- $\Delta l$  Longitud de cada elemento individual en que fue dividida la superficie que desliza.

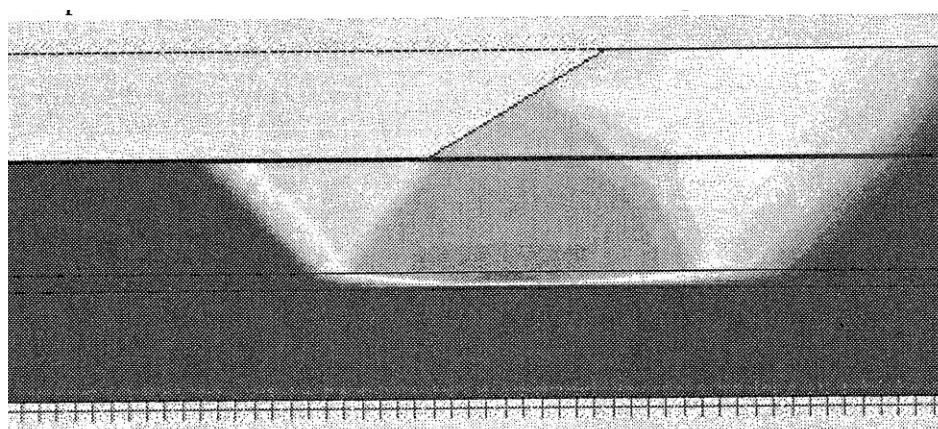
En la figura 4.27 se observa la comparación entre la superficie de falla obtenida con el método de elemento finito y el obtenido con el método de Morgenstern – Price. Se observa que existe una semejanza en la forma de la superficie de falla, la cual puede no ser cilíndrica.

Los cálculos del factor de seguridad con el elemento finito presentan variación al compararlos con los obtenidos con métodos de equilibrio límite; con el primero se obtienen resultados más conservadores.





Superficie obtenida utilizando el método Morgenstern-Price



Superficie obtenida utilizando el método de elemento finito

**Figura 4.27.** Comparación de superficies de falla obtenidas aplicando los métodos de elemento finito y Morgenstern-Price.

#### 4.6 Tipos de análisis para las diferentes condiciones de talud

Debido a los cambios en las condiciones internas y externas que presenta un talud a lo largo de su vida útil, se han establecido diferentes condiciones que deben analizarse al revisar el diseño de un corte o terraplén. Estas condiciones tratan de representar los estados críticos a los que puede estar sometido el talud.

##### 4.6.1 Análisis para corto plazo

También conocidos como análisis al final de la construcción. Estas condiciones se analizan utilizando métodos en función de esfuerzos totales, los cuales utilizan parámetros de resistencia obtenidos de pruebas triaxiales de tipo no consolidada no drenada ( $UU$ ) o prueba de





compresión simple ( $q_u$ ) sobre especímenes compactados a las mismas condiciones de peso volumétrico y contenido de agua que en campo. La presión de poro generada durante la construcción no se considera en forma explícita en los análisis.

#### 4.6.2 Análisis para largo plazo

Estas condiciones se analizan mediante métodos en función de esfuerzos efectivos, con parámetros determinados en pruebas triaxiales tipo consolidada drenada (CD) o tipo consolidada no drenada (CU) con medición de presión de poro, sobre especímenes compactados a las mismas condiciones de contenido de agua y peso volumétrico que el que presentan los materiales en campo. La presión de poro generada en el cuerpo del talud está definida por las condiciones de filtración o flujo de agua, que deben ser evaluadas para considerarlos en el cálculo del factor de seguridad.

#### 4.6.3 Vaciado rápido

La condición de vaciado rápido o cualquier otra condición en la que el talud se haya consolidado bajo ciertas condiciones de carga, y repentinamente sufra un cambio de las cargas actuantes sin permitir que transcurra tiempo suficiente para disipar la presión de poro generada, se analizan en términos de esfuerzo totales, con parámetros obtenidos de ensayos triaxiales tipo CU, en especímenes compactados a las mismas condiciones de contenido de agua y peso volumétrico que los obtenidos en campo.

Debido a que la condición de vaciado rápido corresponde a un análisis de flujo de agua del tipo transitorio, se han desarrollado métodos gráficos para calcular el factor de seguridad como es el de Morgenstern (1963) o el de elemento finito.





## 5. Aplicaciones

Se desea determinar el potencial erosivo de la lluvia en dos sitios de la cuenca del Papaloapan para ello será necesario construir las curvas  $i-d-T$ , considerando los registros proporcionados en la estación Papaloapan, Oaxaca (Tabla 5.1), que se localiza en las coordenadas de Latitud  $18^{\circ} 10'$  y Longitud  $96^{\circ}05'$ , y se encuentra asentada a una altitud de 22 msnm, y la estación Ciudad Miguel Alemán Veracruz (Tabla 5.2) que se localiza en las coordenadas de Latitud  $18^{\circ}11'$ , Longitud  $96^{\circ}05'$  y con altitud de 29 msnm. Estas estaciones fueron instaladas por la extinta Comisión del Papaloapan en el mes de mayo de 1947 y febrero de 1951 respectivamente.

Para calcular el potencial erosivo, primero se determinará la familia de curvas intensidad-duración-periodo de retorno empleando dos metodologías:

- a) técnica de regresión lineal simple, y
- b) análisis de eventos máximos anuales

Para establecer con cuál de los procesos anteriores se tiene mejor precisión sobre un evento que se desea estimar para los diferentes periodos de retorno que demanden las obras civiles

Conocidas las curvas  $i-d-T$  se calculará la energía cinética de la lámina de lluvia precipitable para calcular el valor del potencial erosivo.

### 5.1 Curvas $i-d-T$ empleando la técnica de regresión lineal simple.

Los datos requeridos para la construcción de la familia de curvas son los valores de intensidad para las estaciones Papaloapan y Ciudad Miguel Alemán en la tabla 5.1 y 5.2 se muestran dichos valores.





Año	Duración $d$ (minutos)									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1948	168.0	126.0	110.8	90.0	67.4	53.9	53.4	45.5	36.7	30.7
1949	240.0	180.0	160.0	141.0	110.8	89.4	75.0	62.6	52.7	44.3
1950	120.0	94.8	80.0	63.3	56.0	41.1	31.4	27.4	28.1	25.0
1951	216.0	132.0	136.0	120.0	104.0	75.4	60.0	47.3	44.3	38.5
1952	174.0	133.2	121.6	109.2	94.4	79.5	64.7	53.2	47.7	43.5
1953	138.0	108.0	84.0	78.0	61.0	54.1	53.5	48.8	47.0	41.3
1954	150.0	124.0	108.0	92.7	73.8	56.1	43.7	34.3	32.4	28.8
1955	258.0	183.0	170.0	147.0	116.0	95.0	73.6	57.0	48.4	41.3
1956	216.0	165.0	136.0	112.5	94.0	82.5	74.7	62.6	54.1	45.5
1957	198.0	144.0	120.0	111.0	87.8	73.8	57.8	43.5	34.8	29.0
1958	144.0	108.0	98.0	88.5	72.0	65.2	54.0	58.9	54.0	47.0
1959	132.0	109.2	94.0	81.0	68.0	58.1	53.4	47.6	45.6	42.0
1960	214.8	127.8	94.4	90.0	80.0	71.6	63.5	59.6	51.4	44.9
1961	204.0	119.0	93.2	85.5	77.0	63.2	62.5	58.5	56.7	50.0
1962	140.4	108.0	90.0	92.1	79.0	72.0	56.8	43.7	35.7	30.3
1963	138.0	120.0	98.0	90.0	80.4	63.2	56.5	48.4	45.3	40.3
1964	168.0	121.8	104.0	96.0	89.4	75.9	68.1	67.4	55.4	16.3
1965	162.0	161.4	146.0	145.5	120.6	90.6	70.1	54.0	43.4	36.2
1966	180.0	180.0	178.4	177.0	166.0	138.3	107.0	80.8	64.6	53.9
1967	102.0	93.0	87.2	87.0	83.0	66.5	53.7	46.9	40.0	33.3
1968	156.0	120.0	106.0	105.6	89.0	68.5	58.0	43.5	34.8	30.3
1969	180.0	177.0	172.0	171.0	144.0	124.4	107.5	89.3	77.8	66.4
1970	114.0	111.0	96.0	85.5	72.0	65.2	55.0	47.6	44.5	44.5

**Tabla 5.1** *Valores de intensidades máximas anuales  $i$ (mm/h) para diferentes duraciones en la estación climatológica Papalopan.*





Año	Duración $d$ (minutos)									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1956	240	153	120	94.2	68	60	51	46.5	39.5	33.3
1957	192	130.8	91.2	93.9	66.6	70.5	51	48.4	39.2	32.9
1958	186	123	107	88.5	78	79.8	71.2	58.9	54	47
1959	180	150	120	120	120	119.7	118	106.5	105	96
1960	174	120	115.2	116.4	91.4	72	57.5	50.3	49.5	42.1
1961	240	171	120	120	114	96.7	80.7	61.4	49.1	41.1
1962	120	120	120	110.7	81.8	58	43.8	33.5	27.6	23.1
1963	180	180	160	150	120	79.8	60	45	36	30
1964	114	107.4	81.6	69.3	61	57.9	54.6	51.8	47.4	39.7
1965	240	180	169	151.5	139.2	109	109	97.2	77.8	64.8
1966	240	210	204.8	204.6	196.6	144	110.3	86.1	70.6	59.7
1967	144	143.4	143.2	143.1	120.8	88.4	67.4	50.8	41.7	35.6
1968	156	144	120	120	95	68.9	54	43.5	36.6	32
1969	180	180	160	126	110	87.1	67	58.5	48	40
1970	240	135	120	105	100	79.8	73	67.5	54.7	45.6

**Tabla 5.2** Valores de intensidades máximas anuales  $i$ (mm/h) para diferentes duraciones en la estación climatológica Cd. Miguel Alemán.

Ordenando los datos de mayor a menor, asignando un periodo de retorno y probabilidad de no excedencia para ambas estaciones se tiene:

Año	Duración $d$ (minutos)										$T$ (años)	F(x)
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120		
1948	258.0	183.0	178.4	177.0	166.0	138.3	107.5	89.3	77.8	66.4	24.00	0.9583
1949	240.0	180.0	172.0	171.0	144.0	124.4	107.0	80.8	64.6	53.9	12.00	0.9167
1950	216.0	180.0	170.0	147.0	120.6	95.0	75.0	67.4	56.7	50.0	8.00	0.8750
1951	216.0	177.0	160.0	145.5	116.0	90.6	74.7	62.6	55.4	47.0	6.00	0.8333
1952	214.8	165.0	146.0	141.0	110.8	89.4	73.6	62.6	54.1	45.5	4.80	0.7917
1953	204.0	161.4	136.0	120.0	104.0	82.5	70.1	59.6	54.0	44.9	4.00	0.7500
1954	198.0	144.0	136.0	112.5	94.4	79.5	68.1	58.9	52.7	44.5	3.43	0.7083
1955	180.0	133.2	121.6	111.0	94.0	75.9	64.7	58.5	51.4	44.3	3.00	0.6667
1956	180.0	132.0	120.0	109.2	89.4	75.4	63.5	57.0	48.4	43.5	2.67	0.6250
1957	174.0	127.8	110.8	105.6	89.0	73.8	62.5	54.0	47.7	42.0	2.40	0.5833
1958	168.0	126.0	108.0	96.0	87.8	72.0	60.0	53.2	47.0	41.3	2.18	0.5417
1959	168.0	124.0	106.0	92.7	83.0	71.6	58.0	48.8	45.6	41.3	2.00	0.5000
1960	162.0	121.8	104.0	92.1	80.4	68.5	57.8	48.4	45.3	40.3	1.85	0.4583
1961	156.0	120.0	98.0	90.0	80.0	66.5	56.8	47.6	44.5	38.5	1.71	0.4167

**Tabla 5.3** Intensidades de lluvia ordenadas de mayor a menor en la estación Papaloapan.





Año	Duración $d$ (minutos)										$T$ (años)	F(x)
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120		
1962	150.0	120.0	98.0	90.0	79.0	65.2	56.5	47.6	44.3	36.2	1.60	0.3750
1963	144.0	119.0	96.0	90.0	77.0	65.2	55.0	47.3	43.4	33.3	1.50	0.3333
1964	140.4	111.0	94.4	88.5	73.8	63.2	54.0	46.9	40.0	30.7	1.41	0.2917
1965	138.0	109.2	94.0	87.0	72.0	63.2	53.7	45.5	36.7	30.3	1.33	0.2500
1966	138.0	108.0	93.2	85.5	72.0	58.1	53.5	43.7	35.7	30.3	1.26	0.2083
1967	132.0	108.0	90.0	85.5	68.0	56.1	53.4	43.5	34.8	29.0	1.20	0.1667
1968	120.0	108.0	87.2	81.0	67.4	54.1	53.4	43.5	34.8	28.8	1.14	0.1250
1969	114.0	94.8	84.0	78.0	61.0	53.9	43.7	34.3	32.4	25.0	1.09	0.0833
1970	102.0	93.0	80.0	63.3	56.0	41.1	31.4	27.4	28.1	16.3	1.04	0.0417

**Tabla 5.3** Continuación. Intensidades de lluvia ordenadas de mayor a menor en la estación Papaloapan.

Año	Duración $d$ (minutos)										$T$ (años)	F(x)
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120		
1956	240	210	204.8	204.6	196.6	199.7	118	106.5	105	96	18	0.937
1957	240	180	160	151.5	139.2	144	110.3	97.2	77.8	64.8	8	0.875
1958	240	180	160	150	120.8	109	109	86.1	70.6	59.7	5.33	0.812
1959	240	180	160	143.1	120	96.7	80.7	67.5	54.7	47	4	0.75
1960	240	171	143.2	126	120	88.4	73	61.4	54	45.6	3.2	0.687
1961	192	153	120	120	114	87.1	71.2	58.9	49.5	42.1	2.67	0.625
1962	186	150	120	120	110	79.8	67.4	58.5	49.1	41.1	2.286	0.563
1963	180	144	120	120	100	79.8	67	51.8	48	40	2	0.5
1964	180	143.4	120	116.4	95	79.8	60	50.8	47.4	39.7	1.778	0.437
1965	180	135	120	110.7	91.4	72	57.5	50.3	41.7	35.6	1.6	0.375
1966	174	130.8	120	105	81.8	70.5	54.6	48.4	39.5	33.3	1.454	0.312
1967	156	123	115.2	94.5	78	68.9	54	46.5	39.2	32.9	1.333	0.25
1968	14	120	107	93.9	68	60	51	45	36.6	32	1.23	0.188
1969	120	120	91.2	88.5	66.6	58	51	43.5	36	30	1.143	0.125
1970	114	107.4	81.6	69.3	61	57.9	43.8	33.5	27.6	23.1	1.067	0.062

**Tabla 5.4.** Intensidades de lluvia ordenadas de mayor a menor en la estación Cd. Miguel Alemán.

Se aplicará un modelo del tipo  $i_d^T = \frac{KT^m}{d^n}$ , el cual puede linealizarse de tal forma que se obtengan las constantes  $m$  y  $n$  mediante un modelo de regresión lineal múltiple:







$$\ln(i_d^T) = \ln(K) + m\ln(T) + n\ln(d) \quad 5.1$$

Finalmente

$$Y = a_1 + a_2X_1 + a_3X_2 \quad 5.2$$

Con los valores de las Tablas 5.3 y 5.4 se obtienen las siguientes variables

$i_d^T$	$T$	$d$	$\ln(i_d^T)$	$\ln(T)$	$\ln(d)$
(mm/h)	(años)	(min)	$Y$	$X_1$	$X_2$
258.0	24.00	5	5.553	3.178	1.609
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
102.0	1.04	5	4.625	0.043	1.609
183.0	24.00	10	5.209	3.178	2.303
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
93.0	1.04	10	4.533	0.043	2.303
178.4	24.00	15	5.184	3.178	2.708
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
80.0	1.04	15	4.382	0.043	2.708
177.0	24.00	20	5.176	3.178	2.996
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
63.3	1.04	20	4.148	0.043	2.996
166.0	24.00	30	5.112	3.178	3.401
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
56.0	1.04	30	4.025	0.043	3.401
138.3	24.00	45	4.929	3.178	3.807
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
41.1	1.04	45	3.716	0.043	3.807
107.5	24.00	60	4.677	3.178	4.094
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
31.4	1.04	60	3.447	0.043	4.094

**Tabla 5.5** Variables transformadas para el ajuste por correlación lineal múltiple para la estación Papaloapan.





$i_d^T$	$T$	$d$	$Ln(i_d^T)$	$Ln(T)$	$Ln(d)$
(mm/h)	(años)	(min)	$Y$	$X_1$	$X_2$
89.3	24.00	80	4.492	3.178	4.382
.	.	.	.	.	.
27.4	1.04	80	3.311	0.043	4.382
77.8	24.00	100	4.354	3.178	4.605
.	.	.	.	.	.
28.1	1.04	100	3.336	0.043	4.605
66.4	24.00	120	4.196	3.178	4.787
.	.	.	.	.	.
16.3	1.04	120	2.791	0.043	4.787

**Tabla 5.5** Continuación. Variables transformadas para el ajuste por correlación lineal múltiple para la estación Papaloapan.

$i_d^T$	$T$	$d$	$Ln(i_d^T)$	$Ln(T)$	$Ln(d)$
(mm/h)	(años)	(min)	$Y$	$X_1$	$X_2$
240	18.0	5	5.553	3.178	1.609
.	.	.	.	.	.
114	1.067	5	4.625	0.043	1.609
210	18.0	10	5.209	3.178	2.303
.	.	.	.	.	.
107.4	1.067	10	4.533	0.043	2.303
204.8	18.0	15	5.184	3.178	2.708
.	.	.	.	.	.
69.3	1.067	15	4.382	0.043	2.708

**Tabla 5.6** Variables transformadas para el ajuste por correlación lineal múltiple para la estación Ciudad Miguel Alemán.





$i_d^T$	$T$	$d$	$Ln(i_d^T)$	$Ln(T)$	$Ln(d)$
(mm/h)	(años)	(min)	$Y$	$X_1$	$X_2$
204.6	18.0	20	5.176	3.178	2.996
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
69.3	1.067	20	4.148	0.043	2.996
196.6	18.0	30	5.112	3.178	3.401
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
61	1.067	30	4.025	0.043	3.401
199.7	18.0	45	4.929	3.178	3.807
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
57.9	1.067	45	3.716	0.043	3.807
118	18.0	60	4.677	3.178	4.094
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
43.8	1.067	60	3.447	0.043	4.094
106.5	18.0	80	4.492	3.178	4.382
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
33.5	1.067	80	3.311	0.043	4.382
96	18.0	100	4.354	3.178	4.605
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
23.1	1.067	100	3.336	0.043	4.605
96	18.0	120	4.196	3.178	4.787
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
23.1	1.067	120	2.791	0.043	4.787

**Tabla 5.6** *Continuación. Variables transformadas para el ajuste por correlación lineal múltiple para la estación Ciudad Miguel Alemán.*

Con la información contenida en las Tablas 5.5 y 5.6 se pueden obtener los valores de las constantes mediante la regresión múltiple.





Planteando el sistema de ecuaciones:

5.3

Resolviendo el sistema anterior para cada una de las estaciones da como resultado:

<i>Variables</i>	<i>Papaloapan</i>	<i>Cd. Miguel Alemán</i>
	2.45594	3.273
	0.28165	0.2884
	-0.44766	-0.893

**Tabla 5.7** *Valores de las variables para las estaciones Papaloapan y Cd. Miguel Alemán.*

Para obtener los valores de  $k$ ,  $m$ ,  $n$  se realizarán las siguientes consideraciones:

5.4

5.5

5.6

En resumen:

<i>Variables</i>	<i>Papaloapan</i>	<i>Cd. Miguel Alemán</i>
$k$	285.7173	1,874.99
$m$	0.281647	0.2884
$n$	0.447657	0.893

**Tabla 5.8** *Valores de las constantes de la familia de curvas i-d-T para las estaciones Papaloapan y Cd. Miguel Alemán.*

Quedando la familia de curvas i-d-T para cada una de las estaciones como:

**Papaloapan**

$$i_d^T = \left( \frac{285.7173T^{.281647}}{d^{0.447657}} \right) \quad 5.7$$



**Ciudad Miguel Alemán**

$$i_d^T = \left( \frac{1,874.99T^{0.2884}}{d^{0.893}} \right) \quad 5.8$$

Con la ecuación 5.7 se pueden construir las curvas  $i-d-T$  para duraciones menores a 1 hora y entre 1h y 24 h (Tablas 5.9 y 5.10; Figura 5.1) para la estación Papaloapan.

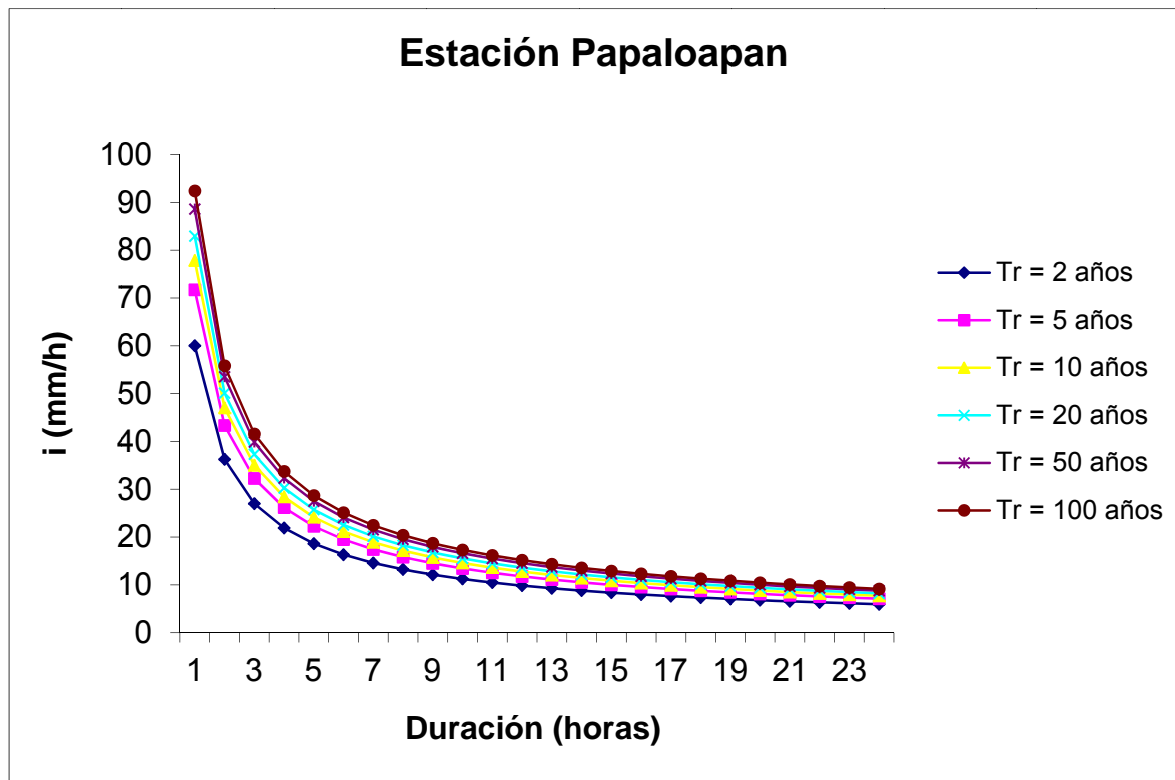
Duración $d$ (min)	Periodo de retorno $T$ (años)					
	2	5	10	20	50	100
10	124.1	161.3	196.6	239.8	311.6	379.9
20	90.6	117.7	143.6	175.1	227.5	277.4
30	75.4	98.0	119.4	145.6	189.3	230.8
40	66.2	86.0	104.8	127.8	166.1	202.5
50	59.8	77.7	94.7	115.5	150.1	183.0
60	55.0	71.5	87.2	106.3	138.2	168.5

**Tabla 5.9** Intensidades de lluvia  $i$ (mm/h) para duraciones menores a 1h en la estación Papaloapan obtenidas por regresión múltiple.

Duración $d$ (h)	Periodo de retorno $T$ (años)					
	2	5	10	20	50	100
1	55.0	71.5	87.2	106.3	138.2	168.5
2	40.2	52.2	63.7	77.6	100.9	123.0
3	33.4	43.4	53.0	64.6	84.0	102.4
4	29.3	38.1	46.5	56.7	73.7	89.8
5	26.5	34.5	42.0	51.2	66.6	81.2
10	19.4	25.2	30.7	37.4	48.6	59.3
11	18.5	24.1	29.4	35.8	46.6	56.8
12	17.8	23.2	28.2	34.4	44.8	54.6
13	17.2	22.3	27.2	33.2	43.2	52.6
14	16.6	21.6	26.3	32.1	41.7	50.9
15	16.1	20.9	25.5	31.1	40.4	49.3
20	14.1	18.4	22.4	27.3	35.5	43.3
21	13.8	18.0	21.9	26.7	34.7	42.3
22	13.5	17.6	21.5	26.2	34.0	41.5
23	13.3	17.2	21.0	25.6	33.3	40.6
24	13.0	16.9	20.6	25.1	32.7	39.8

**Tabla 5.10** Intensidades de lluvia  $i$ (mm/h) para duraciones entre 1h y 24 h en la estación Papaloapan obtenidas por regresión múltiple.





**Figura 5.1** Intensidades de lluvia  $i$ (mm/h) para duraciones entre 1h y 24 h en la estación Papaloapan obtenidas por regresión múltiple.

Con la ecuación 5.8 se pueden construir las curvas  $i$ - $d$ - $T$  para duraciones menores a 1 hora y entre 1h y 24 h (Tablas 5.11 y 5.12; Figura 5.2) para la estación Cd. Miguel Alemán.

Duración $d$ (min)	Periodo de retorno $T$ (años)					
	2	5	10	20	50	100
10	292.96	381.58	466.01	569.13	741.28	905.31
20	157.76	205.48	250.94	306.47	399.13	487.50
30	109.84	143.06	174.71	213.38	277.91	339.41
40	84.95	110.65	135.13	165.03	214.95	262.52
50	69.60	90.66	110.72	135.22	176.12	215.09
60	59.15	77.03	94.08	114.90	149.65	182.77

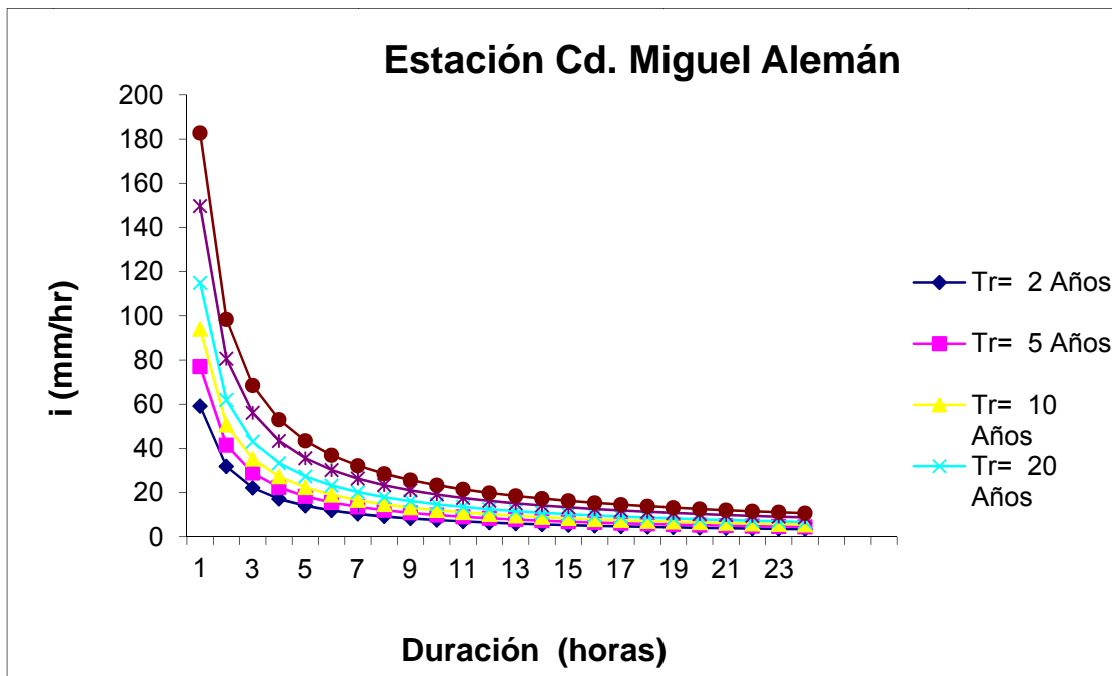
**Tabla 5.11** Intensidades de lluvia  $i$ (mm/h) para duraciones menores a 1h en la estación Cd. Miguel Alemán obtenidas por regresión múltiple.





Duración $d$ (h)	Periodo de retorno $T$ (años)					
	2	5	10	20	50	100
1	59.15	77.03	94.08	114.90	149.66	182.77
2	31.85	41.48	50.66	61.87	80.59	98.42
3	22.17	28.88	35.27	43.08	56.11	68.52
4	17.15	22.34	27.28	33.32	43.39	53.0
5	14.05	18.30	22.35	27.29	35.56	43.42
10	7.57	9.85	12.04	14.70	19.15	23.38
11	6.95	9.05	11.05	13.50	17.58	21.47
12	6.43	8.37	10.23	12.49	16.27	19.87
13	6.00	8.0	9.52	11.63	15.15	18.50
14	5.60	7.30	8.91	10.88	14.18	17.31
15	5.27	6.86	8.38	10.23	13.33	16.28
20	4.07	5.31	6.48	7.92	10.31	12.59
21	3.90	5.08	6.2	7.58	9.87	12.06
22	3.74	4.87	5.95	7.27	9.47	11.56
23	3.60	4.68	5.72	6.99	9.10	11.11
24	3.46	4.51	5.51	6.73	8.70	10.70

**Tabla 5.12** Intensidades de lluvia  $i$ (mm/h) para duraciones entre 1h y 24 h en la estación Cd Miguel Alemán obtenidas por regresión múltiple.



**Figura 5.2** Intensidades de lluvia  $i$ (mm/h) para duraciones entre 1h y 24 h en la estación Cd. Miguel Alemán obtenidas por regresión múltiple.





## 5.2 Curvas i-d-T empleando el análisis de frecuencias de eventos máximos anuales.

Se trabajará con los valores para 60 min, ya que de acuerdo a la literatura especializada el trabajar con todas las duraciones podría llevar al cruce de las curvas de las diferentes duraciones por lo que se considera que el cálculo del análisis de frecuencia se realiza con las duraciones de una hora.

Los estadísticos para esa duración son:

Estadístico	Papaloapan	Cd. Miguel Alemán
Media	63.2	71.23
$S$	17.1	23.49
$g$	1.30	1.05
$k$	5.74	-0.06

**Tabla 5.13** Estadísticos muestrales de las  $H_{p_{1h}}$  en la estación Papaloapan y Cd. Miguel Alemán.

### 5.2.1 Determinación de Homogeneidad

Determinación de la homogeneidad de la muestra por las pruebas de Helmer, T de student y Cramer se obtiene los siguientes resultados:

AÑO	hp <sub>60 min</sub>	signo	Cambio o Secuencia
1948	53.4	-	
1949	75	+	C
1950	31.4	-	C
1951	60	-	S
1952	64.7	+	C
1953	53.5	-	C
1954	43.7	-	S
1955	73.6	+	C
1956	74.7	+	S

**Tabla 5.14** Determinación de cambios y/o secuencias para la expresión de Helmer en la estación Papaloapan.







AÑO	hp <sub>60 min</sub>	signo	Cambio o Secuencia
1957	57.8	-	C
1958	54	-	S
1959	53.4	-	S
1960	63.5	+	C
1961	62.5	-	C
1962	56.8	-	S
1963	56.5	-	S
1964	68.1	+	C
1965	70.1	+	S
1966	107	+	S
1967	53.7	-	C
1968	58	-	S
1969	107.5	+	C
1970	55	-	C

**Tabla 5.14** *Continuación. Determinación de cambios y/o secuencias para la expresión de Helmert en la estación Papaloapan.*

De lo anterior y aplicando la ecuación 2.131:

$$-4.69 < -2 < 4.69 \quad \text{Se establece que la muestra es Homogénea.}$$

Empleando la expresión 2.132 de la prueba t-student:

<i>Estadísticos</i>	<i>Primera muestra</i>	<i>Segunda muestra</i>
Media	57.93 mm	68.973 mm
Varianza	168.2497 mm	385.694 mm
Desviación	12.971 mm	19.639 mm

**Tabla 5.15** *Valores de media y desviación estándar para la primera y segunda muestra de la estación Papaloapan aplicando el criterio de t-student.*





Obteniendo el valor de t-student para dos colas de la tabla 2.1 y comparándolo con el valor calculado:

$$1.53156 < 2.08 \quad \text{por lo tanto la muestra es homogénea}$$

Empleando la prueba de Cramer utilizando las expresiones 2.133 a la 2.139:

<i>Estadísticos</i>	<i>Muestra 60%</i>	<i>Muestra 30%</i>
Media	65.993 mm	74.2 mm
Varianza	332.627 mm	548.347 mm
Desviación	18.238 mm	23.417 mm

**Tabla 5.16** *Valores de media y desviación estándar para la primera y segunda muestra de la estación Papaloapan aplicando el criterio de Cramer.*

Realizando la comparación indicada en el subcapítulo 2.6.3:

<b>Muestra</b>	<b>Comparación</b>	<b>Resultado</b>
Muestra 60%	$0.918887 < 2.08$	Homogénea
Muestra 30%	$2.1567 > 2.08$	No Homogénea

De los resultados anteriores se concluye que la muestra es homogénea a pesar de que para el 30% dio no homogénea.





Para la estación Ciudad Miguel Alemán

AÑO	hp <sub>60 min</sub>	signo	Cambio o Secuencia
1956	51	-	
1957	51	-	S
1958	71.2	-	S
1959	118	+	C
1960	57.5	-	C
1961	80.7	+	C
1962	43.8	-	C
1963	60	-	S
1964	54.6	-	S
1965	109	+	C
1966	110.3	+	S
1967	67.4	-	C
1968	54	-	S
1969	67	-	S
1970	73	+	C

**Tabla 5.17** *Determinación de cambios y/o secuencias para la expresión de Helmert en la estación Cd. Miguel Alemán.*

De lo anterior y aplicando la ecuación 2.131:

$-3.7416 < 0 < 3.1714$  se establece que la muestra es Homogénea.

Ahora empleando la expresión 2.132 de la prueba t-student:

<i>Estadísticos</i>	<i>Primera muestra</i>	<i>Segunda muestra</i>
Media	66.65 mm	76.471 mm
Varianza	570.691 mm	561.642 mm
Desviación	23.889 mm	23.699 mm

**Tabla 5.18** *Valores de media y desviación estándar para la primera y segunda muestra de la estación Cd. Miguel Alemán aplicando el criterio de t-student.*





Obteniendo el valor de t-student para dos colas de la tabla 2.1 y comparándolo con el valor calculado de la ecuación 2.132  $t_d = 2.047$

$$2.047 < 2.160 \quad \text{por lo tanto la muestra es homogénea}$$

Empleando la prueba de Cramer utilizando las expresiones 2.133 a la 2.139:

<i>Estadísticos</i>	<i>Muestra 60%</i>	<i>Muestra 30%</i>
Media	71.011 mm	74.34 mm
Varianza	555.031 mm	452.668 mm
Desviación	23.559 mm	21.276 mm

**Tabla 5.19** *Valores de media y desviación estándar para la primera y segunda muestra de la estación Cd. Miguel Alemán aplicando el criterio de Cramer.*

Realizando la comparación indicada en el subcapítulo 2.6.3:

<b>Muestra</b>	<b>Comparación</b>	<b>Resultado</b>
Muestra 60%	0.042 < 2.160	Homogénea
Muestra 30%	0.334 < 2.160	Homogénea

De los resultados anteriores se concluye que la muestra es Homogénea.

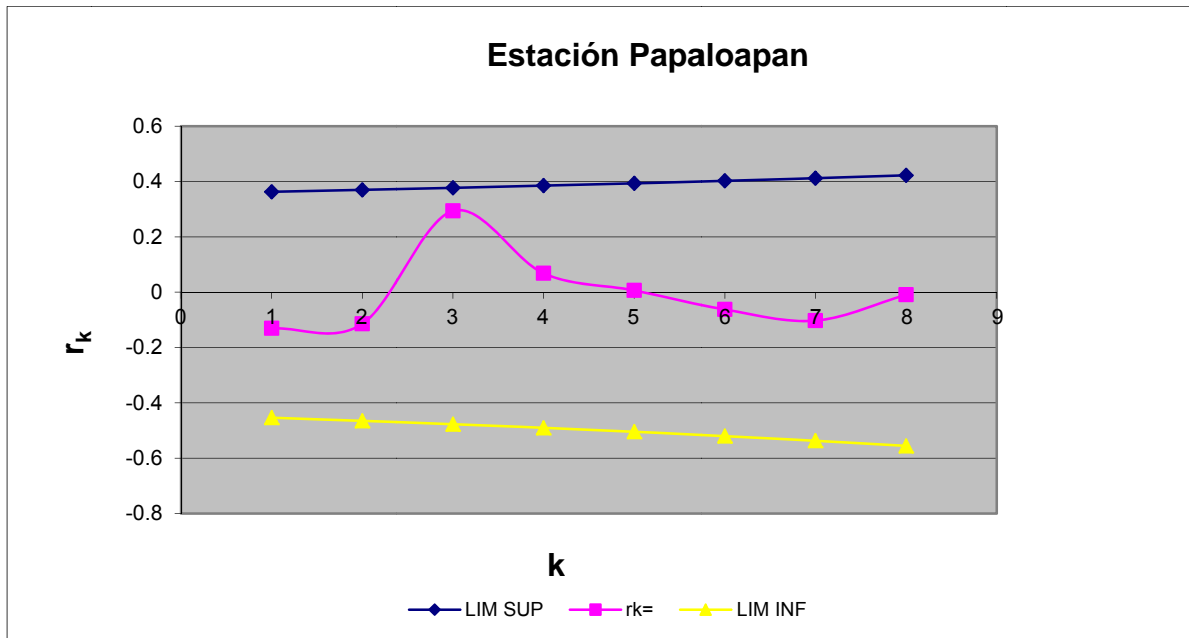
## 5.2.2 Determinación de la Independencia de las muestras

Empleando las ecuaciones 2.140, 2.141 y 2.142 para la estación Papaloapan, se tendrán los siguientes valores:

<i>k</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>
Lim sup.	0.363	0.3698	0.377	0.385	0.393	0.402	0.412	0.422
$r_k$	-0.131	-0.114	0.294	0.068	0.006	-0.062	-0.103	-0.009
Lim inf.	-0.454	-0.465	-0.477	-0.490	-0.504	-0.52	-0.537	-0.555

**Tabla 5.20** *Valores de  $r_k$ , límite superior e inferior para la estación Papaloapan.*





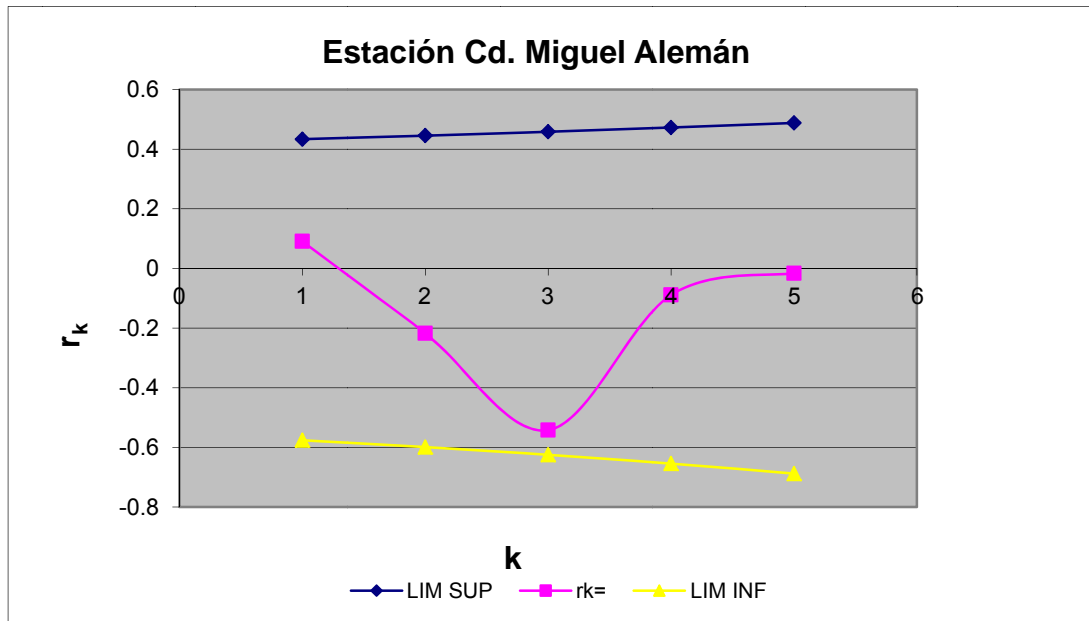
**Figura 5.3** *Determinación de la independencia de la estación Papaloapan*

Para la estación Ciudad Miguel Alemán se tendrá:

$k$	1	2	3	4	5
Lim sup.	0.433	0.445	0.458	0.472	0.488
$r_k$	0.091	-0.218	-0.542	-0.089	-0.016
Lim inf.	-0,576	-0.599	-0.625	-0.654	-0.688

**Tabla 5.21** *Valores de  $r_k$ , límite superior e inferior para la estación Ciudad Miguel Alemán.*





**Figura 5.4** *Determinación de la independencia de la estación Cd. Miguel Alemán.*

De los cálculos anteriores se concluye que ambas muestras son independientes.

### 5.2.3 Funciones de distribución Univariadas.

Como los resultados anteriores no muestran que nuestras series de datos son homogéneas e independientes, se pueden aplicar las funciones de probabilidad univariadas. Las distribuciones de probabilidad empleadas son la Normal, LogNormal y Gamma con 2 parámetros, Exponencial de uno y dos parámetros y la Gumbel. La técnica de estimación de parámetros es la de Momentos. Las ecuaciones y evaluación de parámetros se trataron en el capítulo dos.

Los valores de los parámetros para cada una de las funciones y para las estaciones Papaloapan y Ciudad Miguel Alemán se muestran en la tabla 5.22 y 5.23.





<i>Función</i>	<i>Parámetros</i>			<i>Error Estándar</i>
	<i>Ubicación</i>	<i>Escala</i>	<i>Forma</i>	
Exponencial 1 P		0.0158		36.72
Exponencial 2P	46.147	17.066		6.074
Gamma 2 p		4.607	13.721	6.562
Gumbel	32.909	52.527		5.97
Normal	63.213	17.066		7.32
Log normal	4.114	0.257		6.284

**Tabla 5.22** *Valores de los parámetros y error estándar de las funciones univariadas para la estación Papaloapan.*

<i>Función</i>	<i>Parámetros</i>			<i>Error Estándar</i>
	<i>Ubicación</i>	<i>Escala</i>	<i>Forma</i>	
Exponencial 1 P		0.014		33.88
Exponencial 2P	47.743	23.489		7.589
Gamma 2 p	7.746		9.196	14.43
Gumbel	60.618	18.40		5.807
Normal	71.233	23.489		9.373
Log normal	4.22	0.305		6.989

**Tabla 5.23** *Valores de los parámetros y error estándar de las funciones univariadas para la estación Ciudad Miguel Alemán.*

De la inspección del valor del error estándar se observa que la función Gumbel es la mejor elección para las dos estaciones en estudio

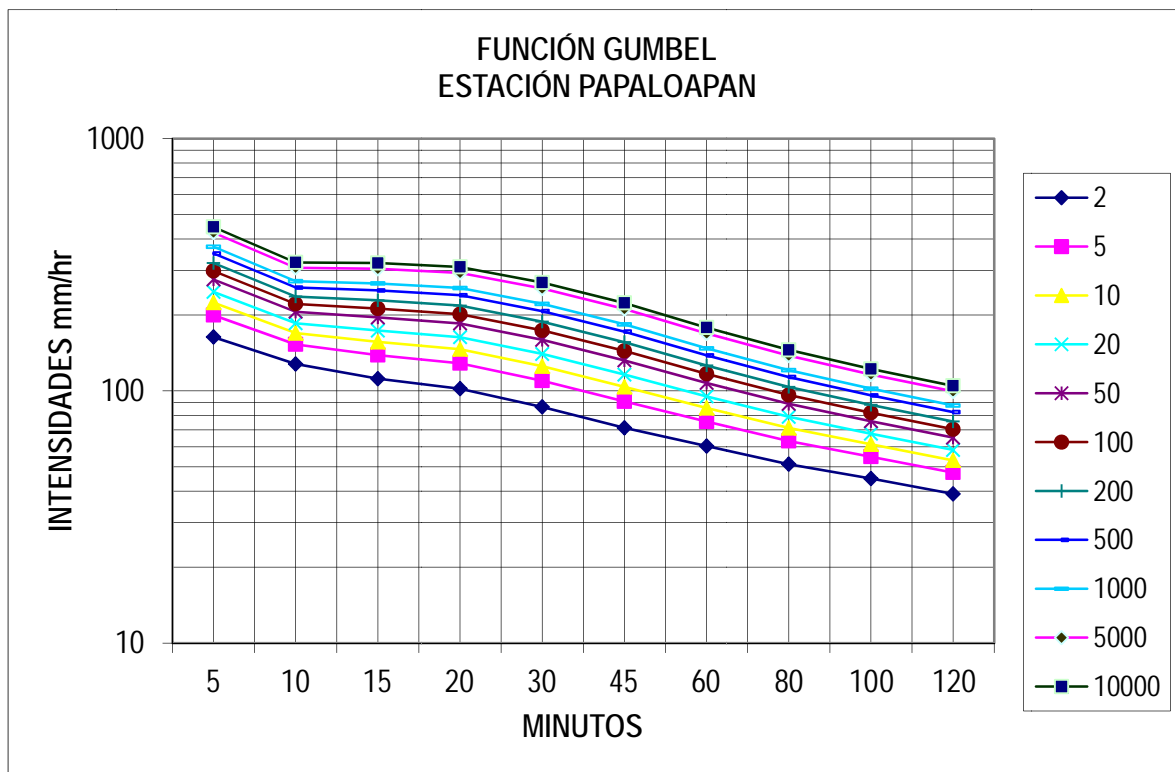
En las tablas 5.24 y 5.25 se muestran los valores de la altura de precipitación para una hora y diferentes periodos de retorno para las estaciones Papaloapan y Ciudad Miguel Alemán





Duración min	Periodo de retorno $T$ (años)					
	2	5	10	20	50	100
5	163.41	199.67	223.68	246.71	276.51	298.85
10	127.80	152.81	169.36	185.24	205.80	221.20
15	111.69	138.55	156.32	173.38	195.45	211.99
20	102.99	128.62	146.25	163.16	185.06	201.46
30	86.34	109.72	125.21	140.06	159.29	173.70
45	71.32	90.78	103.66	116.02	132.01	144.00
60	60.41	75.50	85.49	95.07	107.47	116.77
80	51.17	63.24	71.22	78.89	88.81	96.24
100	44.92	54.82	61.37	67.66	75.79	81.89

**Tabla 5.24** Valores de intensidades para diferentes duraciones en la estación Papaloapan.



**Figura 5.5** Curvas Intensidad-duración-periodo de retorno empleando la función Gumbel para la estación Papaloapan.







Duración min	Periodo de retorno $T$ (años)					
	2	5	10	20	50	100
5	181.194	220.009	245.707	270.357	302.265	326.175
10	145.082	170.712	187.681	203.959	225.028	240.817
15	124.406	152.024	170.309	187.843	210.551	227.564
20	115.559	144.328	163.376	181.647	205.297	223.019
30	98.489	129.034	149.257	168.657	193.766	212.582
45	80.796	102.219	116.404	130.010	147.621	160.818
60	67.378	88.145	101.894	115.083	132.154	144.947
80	59.981	75.358	87.525	99.196	114.303	125.623
100	48.557	65.917	77.410	88.434	102.705	113.398

Tabla 5.25 Valores de intensidades para diferentes duraciones en la estación Cd Miguel Alemán.

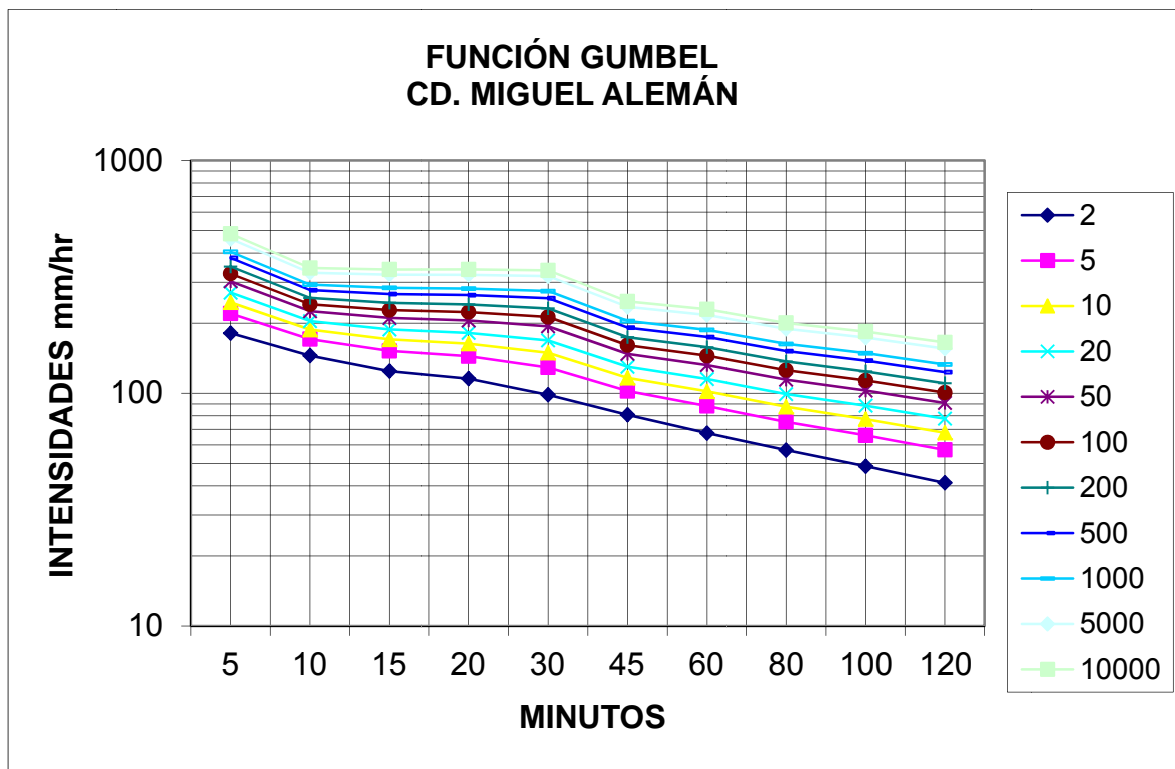


Figura 5.6 Curvas Intensidad-duración-periodo de retorno empleando la función Gumbel para la estación Ciudad Miguel Alemán.





Con los valores anteriores se calcula la energía Cinética de la intensidad empleando la ecuación 3.4 para ambas estaciones.

Duración min	Periodo de retorno $T$ (años)					
	2	5	10	20	50	100
5	0.2899	0.2899	0.2900	0.2900	0.2900	0.2900
10	0.2896	0.2899	0.2899	0.2899	0.2900	0.2900
15	0.2892	0.2898	0.2899	0.2899	0.2900	0.2900
20	0.2887	0.2897	0.2899	0.2899	0.2899	0.2899
30	0.2872	0.2891	0.2898	0.2898	0.2899	0.2899
45	0.2840	0.2878	0.2894	0.2894	0.2897	0.2898
60	0.2798	0.2852	0.2882	0.2882	0.2890	0.2894
80	0.2738	0.2811	0.2859	0.2859	0.2875	0.2883
100	0.2679	0.2765	0.2829	0.2829	0.2853	0.2865
120	0.2603	0.2705	0.2752	0.2787	0.2820	0.2838

**Tabla 5.26** *Energía Cinética de la lluvia en MJ/ha/mm para la estación Papaloapan.*

Duración min	Periodo de retorno $T$ (años)					
	2	5	10	20	50	100
5	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29
10	0.2899	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29
15	0.2896	0.2899	0.29	0.29	0.29	0.29
20	0.2894	0.2898	0.2899	0.29	0.29	0.29
30	0.2885	0.2897	0.2899	0.29	0.29	0.29
45	0.2863	0.2887	0.2894	0.2897	0.2899	0.2899
60	0.2828	0.2875	0.2887	0.2893	0.2897	0.2899
80	0.2779	0.2852	0.2874	0.2885	0.2893	0.2896
100	0.2716	0.2823	0.2856	0.2875	0.2888	0.2893
120	0.2634	0.2780	0.2829	0.2857	0.2878	0.2886

**Tabla 5.27** *Energía Cinética de la lluvia en MJ/ha/mm para la estación Ciudad Miguel Alemán.*

Los valores anteriores se sustituyen en la ecuación 3.3 y con el valor de la intensidad máxima para 30 minutos en el año en estudio se puede obtener el valor del factor de erosión de la lluvia.





En este caso desafortunadamente no se pudo obtener el factor erosivo ya que no se conto con los registros pluviográficos diarios para las estaciones y años en estudio.





## 6. Conclusiones y/o recomendaciones

Un fenómeno extraordinario de precipitación como el ocurrido en el mes de febrero de 2010, provocó un daño considerable en la infraestructura y economía de nuestro país, cualquier daño por mínimo que sea genera un costo económico serio.

Las inundaciones y deslaves constituyen un riesgo natural en las cuencas urbanas y no urbanas, riesgo acrecentado por efecto de las actividades humanas. Las medidas que se han tomado para mitigar estos efectos son correctivas de tipo estructural, lo que ha implicado importantes costos económicos, mismos que no han podido ser confrontados en el marco de un análisis costo-beneficio, ya que no se cuenta con una metodología que permita la estimación de daños económicos potenciales provocados por inundación.

Conocer los riesgos latentes, logrará que ningún fenómeno natural afecte al sistema. Para ello es recomendable invertir en la creación o actualización constante de planos de riesgo de las localidades donde existen estructuras importantes o núcleos poblacionales. Saber que existen ductos, por ejemplo, que están expuestos a las condiciones ambientales, como lluvia, polvo, altas y bajas temperaturas, aludes, debe generar un mantenimiento predictivo, preventivo y correctivo, de lo contrario un daño en el sistema causado por un deslave, inundación, por corrosión dañaría el ecosistema, generaría pérdidas humanas y económicas importantes.

Para los fines de este trabajo, fue de vital importancia contar con registros de precipitación veraces, en tiempo y forma de la cuenca Papaloapan (en las estaciones Ciudad Alemán y Papaloapan), los cálculos se realizaron basándose en el comportamiento de la lluvia en función del tiempo (intensidad), obteniendo un resultado que pueda ser correctamente interpretado para prever el posible daño que se causaría en la infraestructura y tipo de suelo.

Una de las primeras conclusiones que giran alrededor de este trabajo es la dificultad de obtención de información debida a la carencia de equipo de medición, como son los pluviómetros poniendo al territorio Nacional en desventaja ante la presencia de los fenómenos naturales disminuyendo la capacidad de respuesta ante los desastres humanos que estos originan. Estar a la vanguardia reducirá de manera importante afectaciones en la infraestructura, daño al medio ambiente, pérdida o deterioro de la calidad de vida, así como reducción de las pérdidas económicas a nivel local y federal.





El determinar la intensidad de precipitación para varios periodos de retorno es necesario para el diseño de estructuras civiles (presas, sistemas de drenaje, puentes, delimitación de áreas de inundación, problemas de deslaves, etc.). El objetivo de las curvas intensidad, duración periodo de retorno, es el estimar el valor de la precipitación para cualquier duración y periodo de retorno.

La obtención de las curvas mediante el análisis de frecuencias usando series de máximos anuales permite estimar con mayor certeza el evento calculado, dado que con el cálculo del error estándar de ajuste se puede ver de manera objetiva cual de las funciones en competencia representa mejor el evento estudiado. En este estudio fue la función Gumbel la que represento mejor el comportamiento de la precipitación en las dos estaciones en estudio, (Papaloapan y Ciudad Miguel Alemán).

Mientras que para la metodología que involucra la correlación lineal múltiple no existe una prueba matemática que refleje que tan certero los resultados obtenidos para el planteamiento de nuestra familia de curvas, además de que en la literatura especializadas se menciona que esta técnica tiende a sobreestimar los valores para periodos de retorno grandes.

Una vez que se estableció que la mejor técnica es el empleo del análisis de frecuencias para eventos máximos es necesario estimar los eventos de diseño para los diferentes periodos de retorno recomendados ya que estos valores son la base para tomar la decisión en cuanto la vulnerabilidad que tendrá ya sea nuestra obra civil o el tipo de suelo (deslaves) y disminuir en lo posible futuros daños.

Desafortunadamente no se pudo estimar el factor erosivo de la lluvia, ya que no se contó con la información diaria de los registros pluviográficos para la obtención de la intensidad máxima para una duración de 30 min misma que es requerida en la ecuación de pérdida de suelos para la estimación del factor erosivo en las estaciones en estudio a pesar de realizar una búsqueda exhaustiva. Sin embargo se calculó el valor de la energía cinética de la precipitación la cual nos puede dar una idea del poder erosivo de la precipitación en la zona de estudio.

Sin embargo en un estudio realizado por Escalante (2005) plantea la obtención del factor erosivo de la lluvia en el aporte de sedimentos, en función de la altura de precipitación anual, metodología que sale de los alcances de este trabajo.





En general la difusión de información basada en el riesgo logrará tomar decisiones más asertivas para mitigar, prevenir o administrar el riesgo. Se sugiere emprender campañas preventivas para capacitar al personal y a los habitantes que cubran los radios de afectación en zonas pobladas en caso emergencia.

Contar con estaciones climatológicas que cuenten con pluviógrafos, pluviómetros, aforadores, radares, monitoreo interno en la mayor parte del territorio Nacional logrará crear políticas y acciones de prevención ante la presencia de los fenómenos naturales, creando un sistema de alerta más confiable.





## Bibliografía

- ❖ Bishop, A. W. and Morgenstern, N.R. (1960), "Stability coefficients for earth slopes", *Geotechnique* 10 (4): 129-147.
- ❖ Budhu, M (2007), "Soil mechanics and Foundation", 2º Ed. John Wiley and Sons, New York.
- ❖ Escalante Sandoval Carlos A. (2005) "Efecto en la estimación del factor erosivo de la lluvia en el aporte de sedimentos". *La medición de Sedimentos en México*, Ed IMTA-UJAT; Jiutepec, Morelos ISBN-968-5536-53-8, 85-120pp
- ❖ Escalante Sandoval Carlos A. y Reyes Chávez Lilia. (2005) "Técnicas estadísticas en hidrología". 2º edición, México, UNAM, Facultad de Ingeniería 2:26,3:48-51,3:53,3:59,4:71-72,7:129-124.
- ❖ Franco J. "Research for River Regulation dike design", *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, ASCE, vol.93, No. WW3, aug. 1967, pp.71-87.
- ❖ Fredlund, D. G. and Krahn, J. (1977), "Comparison of slope stability methods of analysis" *Canadian Geotechnical Journal* 14: 429-439.
- ❖ Gardea V. H., (1999) "Hidráulica de Canales", Fundación ICA. México
- ❖ Herrera, S. y Resendiz, D. (1992), "Agua Prieta landslide: A case history", Raul J. Marsal Volumen, SMMS, México.
- ❖ Norman Hudson 1982, "Conservación del Suelo", Reverte, p. 11-14
- ❖ Janbu, N. (1954), "Stability analysis of slopes with dimensionless parameters", Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- ❖ Kite, G.W. (1988). *Frequency and risk analyses in hidrology*. Water Resources Publications. USA. 257p
- ❖ Maccaferri Gabioes do Brasil LTDA, "Estructuras flexíveis em gabioes", Brasil, 1981.
- ❖ Marsal, R. J. y Reséndiz, D. (1975), "Presas de tierra y enrocamiento", Limusa, México.





- ❖ Mendoza, M. (1992) "Nociones de Geotecnia", cap. 24 Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, México.
- ❖ Montoya, O. A, (2009). "Confiabilidad en estabilidad de taludes" Tesis Maestría. México.
- ❖ Mononobe, N and Matsou, H (1929), "On the determination of earth pressure during earthquakes" Proceeding World Engineering Congress, pp. 9.
- ❖ Morgenstern, N. R. and Price, V. E. (1965), The analysis of the stability of general slip surfaces", Geotechnique 15: 79-93.
- ❖ Morgenstern, N. R. (1963), Stability charts for earth slopes during rapid drawdown", Geotechnique 113(2).
- ❖ Okabe, S. (1926), "general theory of earth pressures", Journal Japan Society of Civil Engineering, Vol. 12(1).
- ❖ Prevención y Atención de Desastres en México, <http://www.imifap.org.mx/imifap/portal/cfpages/contentmgr.cfm?fuente=nodo&docId=56&docTipo=1&gclid=COM4nJ2BkaICFQ4BiQodLkF1bQ>
- ❖ Renschler, C S, Mannaerts, C.M and Bielckrüger, B. (1999) "Evaluating spatial and temporal variability in soil erosion risk-rainfall erosivity and soil loss ratios in Andalusia, Spain. In Cateana: an interdisciplinary journal of soil science, hydrology, geomorphology focusing on geocology and landscape evolution 34 pp 209-225.
- ❖ Rico, A y Del Castillo, H. (2000), "La ingeniería de suelos en las vías terrestres", 16ª reimpresión, Limusa, México.
- ❖ Suárez Díaz Jaime (1980), Control de la Erosión en zonas Tropicales, Cap.2 Tipos de Erosión y su Control, Bucaramanga.
- ❖ Secretaría de Obras Públicas, "Gaviones Metálicos", Departamento de Antioquía, Colombia.
- ❖ Taylor, D. W. (1948), "Fundamentals of soil mechanics" John Wiley and Sons, New York.
- ❖ Terzaghi, K (1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, New York.







- ❖ Ven Te Chow, (1990) "Hidráulica de los Canales Abiertos". Ed Diana
- ❖ <http://forum.skyscraperpage.com/showthread.php?t=145262>
- ❖ <http://www.desenredando.org>

