

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROTECCION CONTRA INUNDACIONES EN
ZONAS URBANAS - CASO DE LA URBANIZACION
SAN DIEGO DISTRITO DE SAN MARTIN
DE PORRES - LIMA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JUAN CARLOS FELIPE OROSCO BENITES

Lima - Perú

2004

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación, trata de explicar en forma didáctica los conocimientos necesarios para poder hacer un análisis y diseño de una protección contra inundaciones en zonas urbanas. En este caso se tomará como ejemplo la urbanización San Diego, en el distrito de San Martín de Porres, el cual periódicamente sufre graves peligros en los meses de enero a marzo por las crecidas del río Chillón.

Por tal motivo, se buscó darle una solución técnica a este problema, por lo que a través de un fundamento teórico se trata de entender el comportamiento de dicho río. Este fundamento teórico, nace de la Hidráulica Fluvial, el cual es una ciencia con una gran diversidad de puntos a tratar, por lo que sólo se desarrollará los principales y más importantes puntos que estén relacionados con la propuesta técnica, para poder darle una fundamentación y base a los parámetros utilizados antes de empezar este diseño, y pueda trabajar en forma eficiente.

Es necesario también analizar la sistematización de ríos, la cual con los parámetros dados por la hidráulica fluvial, permite elegir el tipo de estructura más conveniente y la estructura para cada caso. La sistematización del río, ayudará a ordenar al río, dando la posibilidad de manejarlo, evitando tenerlo en estado tan salvaje, eliminando el peligro y riesgo a los moradores cercanos al cauce del río.

Con los conocimientos de la hidráulica fluvial y la sistematización de ríos, se puede dar una solución al problema que se ha planteado, teniendo una opción de protección contra inundaciones en la zona urbana de San Diego. Para esto se plantea la utilización de diques de tierra para dar resguardo a la Urbanización, cuando el río traiga caudales considerables, elevando su tirante y no permitiendo el desborde de sus aguas.

También se empleará un sistema de drenaje con tendido de tubos enterrados, dándole una solución al nivel freático elevado, el cual se presenta en la urbanización en la época de avenida, esperando bajar el nivel freático, eliminando el riesgo que corren las cimentaciones de las estructuras construidas en dicha urbanización.

Este trabajo presenta un gran aporte social a dicha urbanización y con ello la nación

INDICE

CAPITULO I	
FUNDAMENTOS DE LA HIDRÁULICA FLUVIAL	15
1.1.- HIDRAULICA DE CONDUCTOS ABIERTOS	16
1.1.1.- FUERZA TRACTIVA	17
1.1.2.- ECUACIONES DE DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES	18
1.2 GEOMETRIA DE CAUCES	20
1.2.1 .- <i>Procesos y Agentes Geomórficos.</i>	20
1.2.1.1.- <i>Agradación y Degradación</i>	20
1.2.1.2 .- <i>La Erosión de Cuencas. Erosión Específica</i>	21
1.2.2. .- <i>Fases del Transporte Sólido</i>	23
1.2.2.1 .- <i>Fondo Plano.</i>	23
1.2.2.2 .- <i>Rizos</i>	23
1.2.2.3 .- <i>Dunas.</i>	23
1.2.2.4 .- <i>Antidunas.</i>	23
1.3 TRANSITO DE AVENIDAS	27
1.3.1. <i>CARACTERIZACIÓN DE LAS AVENIDAS</i>	27
1.3.2. <i>FLUJO GRADUALMENTE VARIADO</i>	29

1.3.2.1	<i>Ecuación dinámica de flujo gradualmente variado.</i>	31
1.3.2.2	<i>Método del paso estándar.</i>	36
1.3.3	<i>CONTROL DE AVENIDAS</i>	38
1.3.4	<i>EL PUNTO DE VISTA PÚBLICO EN EL CONTROL DE AVENIDAS</i>	39
1.3.5	<i>LA AVENIDA DE DISEÑO.</i>	40
1.3.6	<i>TRANSPORTE DE SEDIMENTOS</i>	42
1.3.6.1	<i>Modalidades del Transporte Sólido Fluvial</i>	42
1.3.6.2	<i>Fuerza Tractiva Crítica</i>	47
1.3.7	<i>EL CONCEPTO DE INICIACIÓN DEL MOVIMIENTO</i>	48
1.4	<i>FLUJO A TRAVES DE MEDIOS POROSOS</i>	51
1.4.1	<i>AGUAS SUBSUPERFICIALES</i>	51
1.4.2	<i>FLUJO NO SATURADO</i>	51
1.4.2.1	<i>Ecuación de continuidad</i>	53
1.4.2.2	<i>Ecuación de momentum</i>	55
1.4.3	<i>INFILTRACIÓN</i>	57
1.4.4	<i>METODO DE GREEN-AMPT</i>	59
1.4.4.1	<i>Continuidad</i>	60
1.4.4.2	<i>Momentum</i>	60
1.4.4.3	<i>Parámetros de Green-Ampt</i>	63
1.4.4.4	<i>Modelo de Green-Ampt de dos capas</i>	64
1.4.5	<i>FLUJO SUBSUPERFICIAL</i>	66

CAPITULO II

SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES

Y DE CONTROL DEL NIVEL FREÁTICO	69
2.1 .- IMPORTANCIA DE UN PLAN DE DEFENSA	
CONTRA INUNDACIONES	70
<i>2.1.1.- PLAN DE DEFENSA CONTRA INUNDACIONES</i>	<i>71</i>
<i>2.1.2.- ESQUEMA I : PROCESO DE ZONIFICACIÓN</i>	
<i>DE ÁREAS DE INUNDACIÓN</i>	<i>72</i>
<i>2.1.3.- ESQUEMA II : PROCESO PARA LA EVALUACIÓN</i>	
<i>DEL TIPO DEL DEFENSA CONTRA INUNDACIONES</i>	<i>73</i>
2.2 .- ACCIONES FRENTE A LAS AVENIDAS.	74
<i>2.2.1 ACCIONES ESTRUCTURALES.</i>	<i>74</i>
<i>2.2.2 ACCIONES NO ESTRUCTURALES.</i>	<i>74</i>
<i>2.2.3. ACCIONES PARA PREVENIR.-</i>	<i>74</i>
2.3 .- ZONIFICACIÓN	75
<i>2.3.1 ZONA CON PROHIBICIÓN TOTAL</i>	<i>76</i>
<i>2.3.2 ZONA CON RESTRICCIONES DE LOS USOS DEL SUELO.</i>	<i>76</i>
<i>2.3.3 ZONA CON RESTRICCIONES PARCIALES DE LOS</i>	
<i>USOS DEL SUELO</i>	<i>76</i>
2.4 CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA	
SISTEMATIZACIÓN DE RIOS	77
<i>2.4.1.- MATERIALES Y ELEMENTOS EMPLEADOS EN LAS</i>	
<i>OBRAS FLUVIALES</i>	<i>79</i>
<i>2.4.2 OBRAS FLUVIALES.</i>	<i>82</i>

2.4.2.1.- Defensas de Márgenes	82
2.4.3 DEFENSA CONTRA LAS CRECIDAS	87
2.4.3.1.- Contención de las crecidas.	87
2.4.3.2.- Retención de Crecidas	88
2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE BORDOS Y MUROS	
DE ENCAUZAMIENTO	89
2.5.1. LOCALIZACIÓN DE LOS BORDES	92
2.5.2 DRENAJE INTERIOR.	94
2.5.3. MANTENIMIENTO DE BORDOS Y COMBATE DE INUNDACIONES.	95
2.5.4. EFECTO DE LOS BORDOS EN LOS NIVELES DEL RÍO	98
2.6. SISTEMAS DE DRENAJE	98
2.6.1. MOVIMIENTO DEL AGUA HACIA LOS DRENES	99
2.6.1.1 -_Formulas de Drenaje	101
2.6.2 RÉGIMEN PERMANENTE	102
2.6.2.1 Formula de Hooghoudt	102
2.6.2.2 Anotaciones Importantes el régimen Permanente	106
2.6.3 CAUDAL A ELIMINAR POR LOS DRENES EN EL RÉGIMEN PERMANENTE	106

CAPITULO III:

PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES EN LA URBANIZACIÓN SAN DIEGO

	107
3.1 PROBLEMÁTICA DE LA URBANIZACION SAN DIEGO	108
3.1.1 <i>CONSIDERACIONES GENERALES</i>	108
3.1.2 <i>HISTORIA DE LA URBANIZACION SAN DIEGO</i>	110
3.1.3 <i>FENOMENO DE AGRADACIÓN EN LA URB. SAN DIEGO</i>	113
3.1.4 <i>SISTEMAS DE DEFENSA RIBEREÑAS ACTUALES</i>	115
3.2 DESASTRE DEL 15 DE MARZO DEL 2001	117
3.2.1. <i>CAUSAS QUE ORIGINARON EL DESASTRE</i>	117
3.2.2. <i>DAÑOS QUE DEJO LA INUNDACIÓN</i>	121
3.3 PROPUESTA DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES EN LA ZONA DE SAN DIEGO	128
3.3.1 <i>CONSIDERACIONES GENERALES</i>	128
3.3.2 <i>ESTRUCTURA DE PROTECCION PROPUESTA.</i>	128
3.3.2.1. <i>Altura de Dique</i>	129
3.3.2.2. <i>Ancho de Corona</i>	131
3.3.2.3. <i>Enrocado y Talud</i>	131
3.3.2.4. <i>Filtros</i>	133

3.4 PROPUESTA DE CONTROL DE NIVEL FREÁTICO	
EN LA ZONA DE LA URBANIZACION SAN DIEGO	137
3.4.1. <i>CONSIDERACIONES GENERALES</i>	137
3.4.1.1. <i>Origen de las descargas de Percolación</i>	137
3.4.2. <i>COLOCACIÓN DE SUB-DRENES EN LA</i>	
<i>URBANIZACIÓN SAN DIEGO</i>	139

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	143
<i>CONCLUSIONES</i>	144
<i>RECOMENDACIONES</i>	146

BIBLIOGRAFIA	148
---------------------	------------

ANEXOS	151
---------------	------------

ANEXO 1.1 CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

- *Método Curva Duración*
- *Método Log Person Normal y Tipo 3*
- *Método Gumbell*
- *Caudal de Diseño usado*

ANEXO 1.2 CALCULO DE LA PENDIENTE PROMEDIO

ANEXO 1.3 ALTURA DE TIRANTE Y VELOCIDADES EN CADA ESTACION

ANEXO 1.4 DISEÑO DE ENROCADO

- *Tramo 1: Progresiva KM 0-10 hasta KM 0+340*
- *Tramo 2: Progresiva KM 0+540 hasta KM 0+940*

ANEXO 1.5 FORMULAS DE MUSKAT PARA UNA CAPA FREATICA POCO PROFUNDA

PLANOS

P-1 TRAMO SAN DIEGO – PLANTA GENERAL Y SECCION DE FALLA DEL DIQUE

P-2 RIO CHILLÓN – TRAMO SAN DIEGO PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL

P-3 RIO CHILLÓN – SAN DIEGO – DISEÑO DE ENROCADOS

P-4 PLANTA - URBANIZACION SAN DIEGO – DISEÑO DRENAJE SUBTERRANEO

ST -1 SECCIONES TRANSVERSALES – RIO CHILLÓN KM. 0-50 / KM. 0+340

ST -2 SECCIONES TRANSVERSALES – RIO CHILLÓN KM. 0+360 / KM. 0+680

ST -3 SECCIONES TRANSVERSALES – RIO CHILLÓN KM. 0+700 / KM. 0+980

LISTA DE FIGURAS

- FIGURA 1.1 Variación de Pendientes durante la Erosión*
- FIGURA 1.2 Fases de Transporte Sólido*
- FIGURA 1.3. Fases de Transporte*
- FIGURA 1.4. Deducción de la ecuación de flujo gradualmente variado.*
- FIGURA 1.5 Tramo de Canal para la deducción de los métodos de paso*
- FIGURA 1.6 Modalidades de transporte*
- FIGURA 1.7 Distribución vertical Típica de Velocidades, Concentraciones y Fuerza Cortante.*
- FIGURA 1.8 Iniciación de Movimiento*
- FIGURA 1.9 Zonas y procesos del agua subsuperficial.*
- FIGURA 1.10 Sección transversal a través de un medio poroso no saturado.*
- FIGURA 1.11 Volumen de control para el desarrollo de la ecuación de continuidad en un medio poroso no saturado*
- FIGURA 1.12 Variación de la cabeza de succión del suelo Ψ y de la conductividad hidráulica K con el contenido humedad θ para la arcilla ligera de Yolo"*
- FIGURA 1.13 Zonas de humedad durante la infiltración*
- FIGURA 1.14 Variables en el modelo de infiltración de Green-Ampt.*
- FIGURA 1.15 Infiltración en una columna de suelo de área transversal unitaria para el modelo de Green-Am*
- FIGURA 1.16 Parámetros en un modelo de dos capas de Green-Ampt.*
- FIGURA 1.17 Proceso de flujo Subsuperficial*

CAPITULO II

FIGURA 2.1 Empedrados

FIGURA 2.2 Revestimiento

FIGURA 2.3 Arcones de tela metálica

FIGURA 2.4 Defensa de Márgenes con Concreto Armado y Concreto Ciclópeo

FIGURA 2.5 Defensas de Márgenes con Empedrados

FIGURA 2.6 Defensa de Márgenes con gaviones de Tela Metálica y Cantos rodados

FIGURA 2.7 Sección transversal de un dique típico

FIGURA 2.8. Algunas secciones típicas de muros de encauzamiento

FIGURA 2.9. Localización de bordos

FIGURA . 2.10. Algunas plantas para el drenaje interior de áreas bordeadas

FIGURA 2.11.. Un borbotón con un anillo protector de costalera

FIGURA 2.12. Métodos para sobreelevar bordos en las emergencias

FIGURA 2.13 Tipos de Drenaje

FIGURA 2.14 Movimiento del agua subterránea

FIGURA 2.15 Las líneas de flujo con estratos impermeables

FIGURA 2.16 Formula de Hooghoudt

FIGURA 2.17 Líneas de Flujo

FIGURA 2.18 Líneas de Flujo entre dos Estratos

FIGURA 2.19 Líneas de flujo en Estrato inferior

FIGURA 2.20 Líneas de Flujo en Estrato Superior

CAPITULO III

FIGURA 3.1 Cuenca del Río Chillón

FIGURA 3.2 Cuenca del Río Chillón (Parte baja)

FIGURA 3.3 Plano Oficial del Distrito de San Martín de Porres

FIGURA 3.4. Precipitaciones diarias en Huaros durante el mes de marzo del 2001

FIGURA 3.5. Precipitaciones horarias en Huaros durante el día 14 de marzo

FIGURA 3.6 Precipitación pronosticada por el modelo MM5 desde la 1pm hasta las 7pm del 14 de marzo del 2001

FIGURA 3.7 Zona afectada por el Desborde del Río Chillón

FIGURA 3.8 Área Afectada – Urbanización San Diego

FIGURA 3.9 Granulometría del Terreno en la Urb. San Diego

FIGURA 3.10 Procesos de Infiltración

FIGURA 3.11 Esquema de las medidas Generales para el Drenaje de la Urbanización San diego

LISTA DE TABLAS

TABLA 1.1. Condiciones para el Transporte de Sólidos

TABLA 1.2 Conductividad Hidráulica y Porosidad para Medios Porosos No Consolidados

TABLA 1.3 Parámetros de Infiltración de Green-Ampt para varias Clases de Suelos

TABLA 1.4 Fuerza de Arrastre

TABLA 3.1 Población Censal por edad, sexo, área rural y urbana

TABLA 3.2 Caudales de Diseño usados en el Modelamiento Hidráulico

TABLA 3.3 Cotas de Coronación de Dique

TABLA 3.4 Fuerzas Cortantes

TABLA 3.5 Granulometría del Terreno Base por tamizado (ASTM-D422)

TABLA 3.6 Parámetros y Resultados para la aplicación de la formula de Hooghoudt

TABLA 3.7 Cota de Fondo de Buzones

CAPITULO I

FUNDAMENTOS DE LA HIDRÁULICA FLUVIAL

1.1.- HIDRAULICA DE CONDUCTOS ABIERTOS

Los conductos hidráulicos abiertos se caracterizan por tener una superficie libre, en contacto con la atmósfera. El flujo se produce como consecuencia del peso del fluido. En tal sentido, y desde el punto de vista hidráulico, un canal se comporta como si fuese un río.

Para el estudio hidráulico de los canales es necesario hacer algunas simplificaciones y esquematizaciones del flujo real, que es bastante complejo. Generalmente suponemos que el escurrimiento es permanente y uniforme. En un canal se puede lograr un cierto grado de permanencia manteniendo constante el caudal. En un río sólo excepcionalmente se podría lograr la permanencia (por ejemplo, en el flujo regulado aguas abajo de un embalse). Normalmente los caudales fluviales son muy irregulares en el tiempo. Las descargas son tan variables que para registrar las variaciones de nivel debe recurrirse a aparatos como los limnógrafos. En los canales puede lograrse algo parecido al movimiento uniforme, en la medida en la que el canal sea prismático y mantenga su sección transversal. En un río ocurre todo lo contrario: la sección transversal es muy variable y, en consecuencia, el movimiento no es uniforme.

A lo anterior debe añadirse que en la Naturaleza los flujos son tridimensionales. Esta tridimensionalidad es, si cabe la expresión, más intensa en los ríos que en los canales. .

Por lo tanto, las ecuaciones de descarga que se usan en conductos abiertos, como la ecuación de CHEZY o la de MANNING, corresponden a simplificaciones, a esquematizaciones, del escurrimiento real. De acá que sea frecuente encontrar diferencias entre los valores medidos y los calculados.

Una dificultad adicional que se encuentra en los ríos es la presencia del transporte sólido. En realidad el flujo en un río, con transporte sólido corresponde a un flujo a dos fases.

Sin embargo, y a pesar de las limitaciones anteriores, en Hidráulica Fluvial tenemos que hacer uso de las fórmulas y conceptos deducidos para el flujo en canales. De acá la importancia de conocer profundamente la Hidráulica de Canales para su aplicación, crítica y razonada, en la Hidráulica Fluvial. Así, en los estudios de campo de Hidráulica Fluvial medimos la velocidad de la corriente puntualmente, por medio de correntómetros, por ejemplo, y luego calculamos el caudal y la velocidad. media.

El presente capítulo constituye una apretada síntesis. de los más relevantes aspectos del movimiento uniforme, tal como se estudia en la Hidráulica de Canales, aplicables a la Hidráulica Fluvial. En todos los casos se supone el movimiento permanente y uniforme de un fluido cuyo peso específico es γ , con un tirante y , un radio hidráulico R , una pendiente S y un coeficiente C de CHEZY

1.1.1.- Fuerza Tractiva

La distribución vertical del esfuerzo de corte, en un canal muy ancho con flujo bidimensional, se describe mediante la siguiente ecuación

$$\tau_h = \gamma(y - h) S \quad (1.1)$$

h es la distancia del fondo a la que se está calculando el esfuerzo de corte τ_h , el que obviamente es variable con la distancia del fondo.

El esfuerzo de corte sobre el fondo corresponde a la condición $h = 0$ y constituye su valor máximo. Se designa como τ_o

$$\tau_o = \gamma y S \quad (1.2)$$

En la superficie, para $h = y$, el corte es cero. Dentro de los dos extremos mencionados la variación es lineal.

En una sección transversal de forma cualquiera el esfuerzo de corte sobre el fondo es

$$\tau_o = \gamma y S \quad (1.3)$$

Si tenemos en cuenta que RS es igual a V^2/C^2 (lo que resulta evidente a partir de la ecuación de CHEZY), se concluye que el esfuerzo de corte sobre el fondo es proporcional al cuadrado de la velocidad media

$$\tau_o = \frac{\gamma}{C^2} V^2 \quad (1.4)$$

que puede expresarse así

$$\tau_o \propto V^2 \quad (1.5)$$

Si en la ecuación 1.1 introducimos el coeficiente f de DARCY (al que también se llama de DARCY-WEISBACH y que es igual a $8g/C^2$) se obtiene

$$\tau_o = \rho \frac{f}{8} v^2 \quad (1.6)$$

como expresión del esfuerzo de corte sobre el fondo; ρ es la densidad del fluido. Obsérvese que las ecuaciones anteriores son válidas tanto para el flujo laminar como para el turbulento, pues son independientes del Número de Reynolds del escurrimiento, τ_o representa la fuerza actuante, la fuerza unitaria que ejerce el flujo sobre el fondo. Es la fuerza tractiva o tractriz. Su acción explica la existencia de un lecho móvil. Se le llama también tensión cortante o cizallante.

A la relación entre el esfuerzo de corte sobre el fondo y la densidad del fluido, elevada a la potencia un medio, que es dimensionalmente una velocidad, se le designa convencionalmente como velocidad de corte V .

$$v_*^2 = \frac{\tau_o}{\rho} = gRS \quad (1.7)$$

Naturalmente que también existe una distribución transversal del esfuerzo de corte en la sección de un río o de un canal.

1.1.2.- Ecuaciones de Distribución de Velocidades

En el flujo turbulento la distribución vertical de velocidades es logarítmica. A los contornos hidráulicamente rugosos corresponde la siguiente ecuación

$$V_h = \frac{V_*}{k} \ln \frac{30 h}{K} \quad (1.8)$$

En la que V_h es la velocidad puntual a la distancia h del fondo. Esta ecuación se transforma fácilmente en la siguiente

$$V_h = 5,75 V_* \log \frac{30 h}{K} \quad (1.9)$$

En los contornos hidráulicamente lisos la ecuación de distribución vertical de velocidades es

$$V_h = 5,75 V_* \log \frac{104 h}{\delta} \quad (1.10)$$

La que también puede expresarse así

$$V_h = 5,75 V_* \log \frac{9 h V_*}{\nu} \quad (1.11)$$

De acuerdo a las ecuaciones de distribución de velocidades que hemos presentado la velocidad es máxima en la superficie ($h=y$), y mínima cerca al fondo. Si bien es cierto que teóricamente la distribución de velocidades debe ser logarítmica, como lo muestran las ecuaciones anteriores, ocurre que en los ríos, por no cumplirse plenamente las hipótesis que sirvieran de base para deducir dichas ecuaciones, ocurren algunas diferencias. Es frecuente que la velocidad superficial sea ligeramente inferior a la máxima, la que ocurre debajo de la superficie libre.

Existe también una distribución transversal de velocidades. Ambas distribuciones, horizontal y vertical, son importantes para el estudio de un río.

Es también de uso frecuente la ecuación de STRICKLER (en la que $K= 1/n$, siendo n el coeficiente de KUTTER)

$$V = K R^{2/3} S^{1/2} \quad (1.12)$$

Hay muchas otras fórmulas para el cálculo de la velocidad media y del caudal en canales con movimiento uniforme.

Cuando no se dispone de una ecuación para la distribución de velocidades, pero se tiene varios valores puntuales de la velocidad. se obtiene el caudal específico por sumación

$$q = \sum_{h=0}^{h=y} V_h \Delta h \quad (1.13)$$

La expresión general de la velocidad media en contornos lisos o rugosos es

$$V = 18 \log \frac{6 R \sqrt{RS}}{\frac{K}{2} + \frac{\delta}{7}} \quad (1.14)$$

A partir de las ecuaciones (1.8) a (1.14) se determina que la velocidad puntual a la distancia 0,6y de la superficie ($h = 0,4y$) es aproximadamente igual a la velocidad media

$$V_{0,4y} = V \quad (1.15)$$

Asimismo, la velocidad media es igual al promedio de las velocidades a 0,2 y 0,8 del tirante

$$V = \frac{V_{0,2Y} + V_{0,8Y}}{2} \quad (1.16)$$

1.2 GEOMETRIA DE CAUSES

1.2.1 .- *Procesos y Agentes Geomórficos.*

1.2.1.1.- *AGRADACIÓN Y DEGRADACIÓN*

Los procesos geomórficos son los cambios físicos y químicos que modifican la forma de la superficie terrestre.

Un agente geomórfico es un medio natural capaz de remover y transportar los materiales terrestres. Son agentes geomórficos típicos: la escorrentía superficial, las aguas subterráneas, los glaciares, el viento, los movimientos del agua, como olas, mareas, corrientes y tsunamis. Todos estos agentes se originan fuera de la corteza terrestre por lo que se les designa como agentes exógenos.

Los agentes geomórficos remueven materiales de una parte de la corteza terrestre y los trasladan a otra. A los agentes geomórficos antes señalados debe añadirse la acción de los seres vivos: los animales en general y el hombre en particular.

Hay otro tipo de agentes geomórficos que se origina en el interior de la corteza terrestre: son endógenos.

THORNBURY señala que no hay una nomenclatura única para designar los procesos geomórficos. Por ejemplo, podría preguntarse si el intemperismo es parte de la erosión o no.

Los geomorfólogos usan la expresión inglesa "**gradation**" para designar "*todos los procesos que tienden a llevar a un, mismo nivel a todos los puntos de la litosfera*". "**Gradation**", que traducimos como gradación, es un fenómeno general que tiene dos categorías: degradación y agradación. *La gradación es la tendencia a la igualación de niveles.*

La degradación (disminución de niveles, erosión, socavación) incluye básicamente tres procesos: intemperismo, pérdidas violentas de suelo y erosión en general. El intemperismo consiste en la descomposición, en la desintegración, de las rocas en el lugar en el que se hallan.

Una forma de degradación es la pérdida violenta de suelos como consecuencia de deslizamientos, avalanchas y huaicos. En el Perú la degradación violenta es importante y frecuente. Resulta ser un concepto indispensable para comprender, por ejemplo, la gran variabilidad temporal del transporte sólido fluvial.

La agradación es el proceso contrario. Consiste en la sedimentación, en el aumento de niveles, en la deposición de materiales sólidos.

Desde el punto de vista del estudio de la Hidráulica Fluvial nos interesan mucho los procesos de erosión de la corteza terrestre, pues en el manejo de un río el transporte sólido es muy importante y éste sólo puede comprenderse y controlarse en función de la erosión de la cuenca.

1.2.1.2 .- LA EROSIÓN DE CUENCAS. EROSIÓN ESPECÍFICA

Los sedimentos fluviales se originan en la erosión de la cuenca. La erosión es un proceso natural que se desarrolla continuamente desde los tiempos geológicos y que determina y modela la forma de la corteza terrestre.

El Glosario de la Organización Meteorológica Mundial define la erosión como el desgaste del suelo por acción del agua en movimiento, de los glaciares, vientos y olas.

FRULINK, en su libro Rivers, nos dice que la erosión es el proceso natural de destrucción ("demolition") de la superficie de la Tierra y la remoción por el viento y el agua de los productos resultantes.

Como consecuencia de la erosión hay un cambio de la pendiente original del terreno (pendiente endogenética). En algunos lugares ha remoción de materiales y en otros hay

sedimentación. Como consecuencia aparece una nueva pendiente a la que se denominan exogenética, tal como se ve en la Figura 1.1

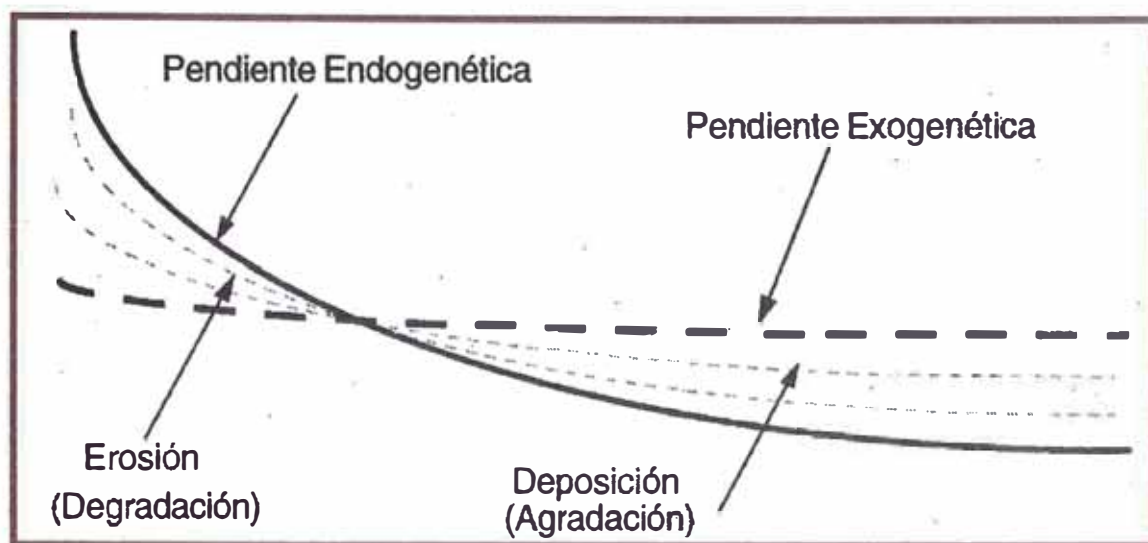


FIGURA 1.1 Variación de Pendientes durante la Erosión

El estudio de la erosión es importante desde el punto de vista de la conservación de suelos. Y es que la erosión actúa permanentemente modificando la apariencia del paisaje terrestre. Estos cambios pueden ser lentos o rápidos, bruscos o paulatinos.

La erosión puede originarse a partir de la roca primaria desnuda expuesta a agentes naturales mecánicos, orgánicos y químicos. La diferencia entre las temperaturas máximas y mínimas produce rajaduras en la roca desnuda. El agua ingresa por las grietas, se congela, se dilata y se produce la fractura de la roca. Allí puede luego desarrollarse vegetación y aparecer la acción química.

El producto de la erosión de la roca forma un talud o cono aluvial junto a la roca desnuda. Este material, que en inglés se llama "debris" (escombros, restos, despojos) es transportado por el agua o el viento hacia los ríos, los que lo conducen eventualmente hasta el mar. En los ríos este material recibe el nombre de material sólido o sedimentos.

El material sólido que se incorpora a los cauces fluviales puede provenir de deslizamientos, desplomes, etc., e ingresar violentamente, en grandes cantidades, al cauce fluvial.

1.2.2.- Fases del Transporte Sólido

Para un flujo de velocidad gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable y pasa por varios estados que son función de la velocidad media del flujo. Dichos estados, tal como se ve en la Figura 1.2 son los siguientes

1.2.2.1 .- FONDO PLANO. Es una etapa inicial que corresponde a una velocidad pequeña. Se observa movimientos aislados e intermitentes de las partículas más gruesas constituyentes del fondo; las más pequeñas entran eventualmente en suspensión.

1.2.2.2 .- RIZOS Al incrementarse la velocidad aparecen en el fondo ondulaciones de pequeña amplitud. Hay un aumento de resistencia. (Aumento del coeficiente de MANNING y disminución del de CHEZY). El Número de Froude es menor que 1.

1.2.2.3 .- DUNAS. La fase siguiente representa un cambio en la forma de los rizos. Adquieren hacia aguas arriba una pendiente suave en la que se produce erosión y hacia aguas abajo una pendiente fuerte que es igual a la tangente del ángulo de reposo. Hay un aumento de la resistencia. Eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras. El Número de Froude es menor que 1.

1.2.2.4 .- ANTIDUNAS. Representan una inversión de las dunas. Suelen ser más simétricas. El Número de Froude es mayor que 1.

Fondo Plano. Aparece nuevamente para altas velocidades.

Los rizos y las dunas se distinguen entre sí por su tamaño. Se mueven en la dirección de la corriente, pero con una velocidad menor que la del flujo. No producen perturbaciones en la superficie libre. En cambio las antidunas pueden moverse en cualquier dirección o ser estacionarias. Producen perturbación en la superficie libre del escurrimiento.

Aunque no se muestra en la figura ocurre que entre las fases de dunas y antidunas puede presentarse nuevamente un fondo plano

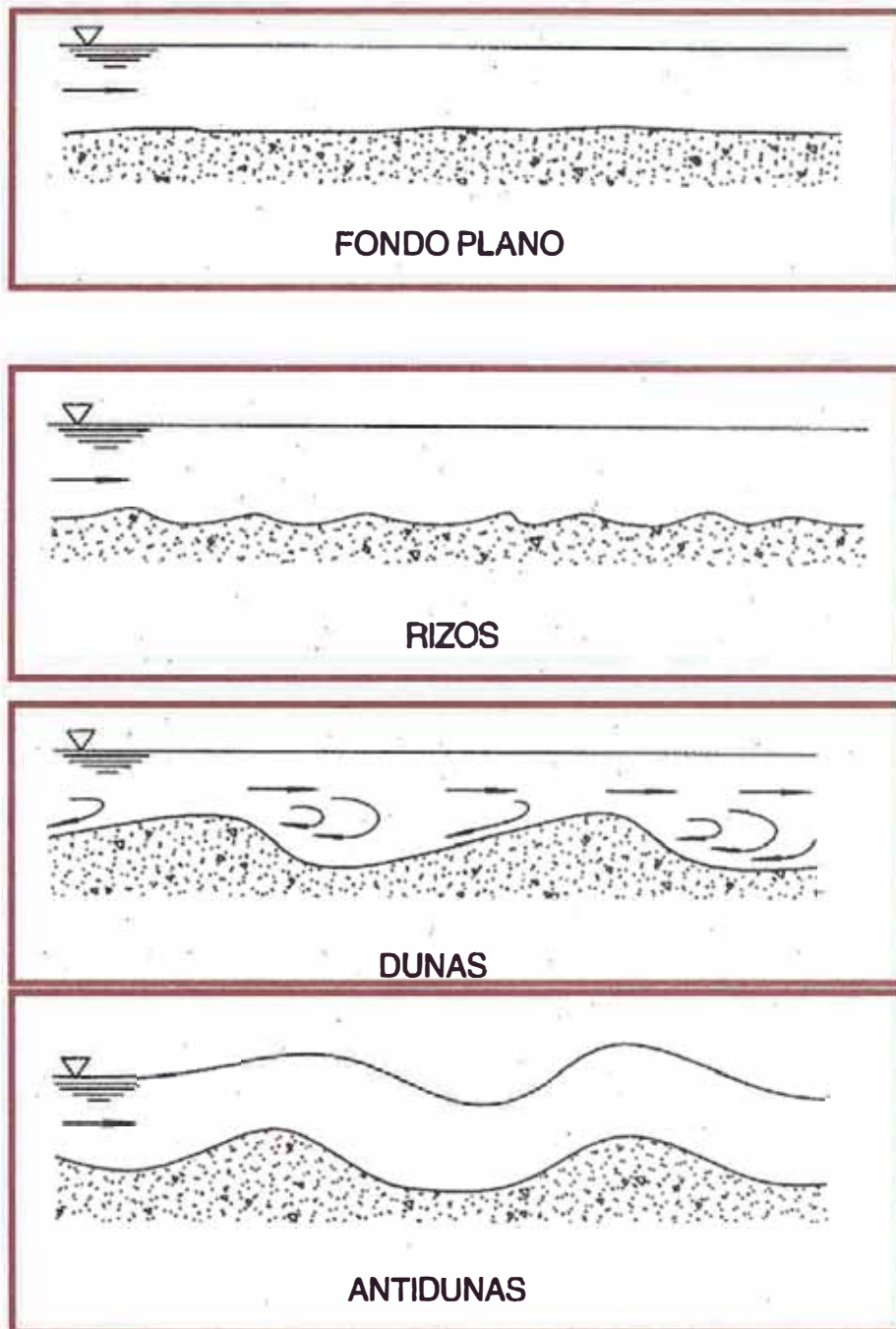


FIGURA 1.2 ; FASES DE TRANSPORTE SÓLIDO

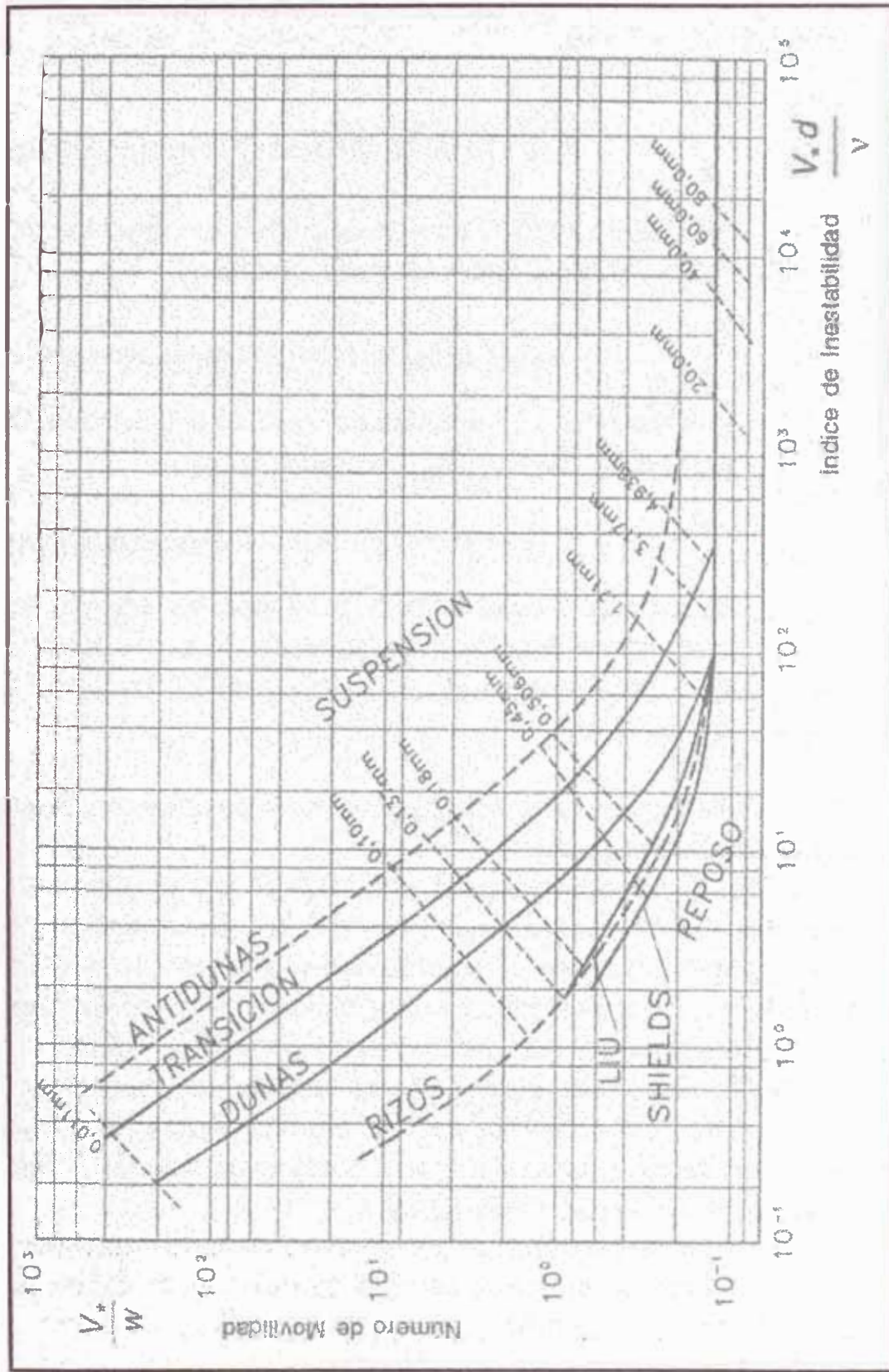


FIGURA 1.3. FASES DE TRANSPORTE

Estas fases pueden describirse de acuerdo con diferentes parámetros adimensionales. Presentamos en esta parte los que fueron establecidos por LIU, ALBERTSON, RICHARDSON y otros, dichos parámetros son:

a) $\frac{V_*}{W}$ *Número de Movilidad*; que representa la relación entre la velocidad de

corte y la velocidad de caída de las partículas en aguas tranquilas.

b) $\frac{V_* d}{\nu}$ *Índice de Inestabilidad*; que representa la relación entre la velocidad de

corte, el diámetro de la partícula y la viscosidad cinemática del agua.

c) $\frac{d}{\delta}$ Que representa la relación entre el diámetro de la partícula y el espesor de

la subcapa laminar. Al respecto conviene tener presente la ecuación 1.11, se observa que guarda relación con el índice de Inestabilidad

La relación entre estos parámetros y las diferentes fases se pueden observar en la figura 1.6

Estas fases del transporte sólido de fondo se presentan cuando el lecho predomina el material fino, en el caso de torrentes que llevan material relativamente grueso no quedan definidos las fases mencionadas. Se considera que normalmente los rizos solo se forman para materiales muy finos ($d < 0.6 \text{ mm}$).

Se ha comprobado que la formación de rizos representa rugosidad adicional, en algunos casos puede presentarse la llamada *rugosidad múltiple*. Ocurre cuando se tiene simultáneamente en dos o más partes del fondo fases diferentes.

1.3 TRANSITO DE AVENIDAS

1.3.1. Caracterización de las Avenidas

Los caudales de los ríos son variables en el tiempo, la variabilidad de las corrientes naturales se manifiesta de un modo más intenso mediante eventos extremos avenidas y sequías.

Las **avenidas** son fenómenos naturales que suelen causar grandes daños en todo el mundo. Debemos precisar que no es lo mismo avenida que inundación. Una avenida, crecida, creciente o riada, como también se le llama, es fundamentalmente un fenómeno hidrometeorológico que se debe a las condiciones naturales. En cambio una inundación es el desbordamiento de un río por incapacidad de su cauce para contener el caudal que se presenta. La inundación es, pues más bien un fenómeno de tipo hidráulico prueba de ello es que pueden ocurrir inundaciones sin que haya una crecida o un evento hidrometeorológico extraordinario. La inundación se puede producir, por ejemplo al ocurrir una falla estructural en los diques de contención de un río, de un estanque o de un embalse. También puede ocurrir una inundación por exceso de lluvia sobre una área sin drenaje suficiente. Generalmente las grandes avenidas pueden causar rotura de diques o exceder la capacidad del cauce y producir inundaciones. Es conveniente recordar que en inglés avenidas e inundación se designan con una sola palabra “*flood*” lo que explica algunas conclusiones, terminológicas

Los daños causados por las avenidas son de dos orígenes. Unos causados por la fuerza de la corriente durante una crecida, y que se deben, por lo tanto a una acción dinámica. Ejemplo típico sería la erosión de la base de una estructura, como un puente. El otro origen de daños está en el desbordamiento de las aguas las que al salirse de cauce producen inundaciones

Las avenidas son fenómenos originados por el carácter aleatorio de las descargas de los ríos las que a su vez se deben a la precipitación que ocurre sobre la cuenca. Por lo tanto una avenida extraordinaria se origina, por lo general, en una precipitación extraordinaria. Las características de la cuenca, en lo que respecta a tamaño, pendiente, cobertura vegetal y otras son importantes y deben analizarse junto con el patrón de precipitación para explicar las grandes avenidas. Las crecidas de los ríos sólo pueden describirse en cuanto a su ocurrencia en términos probabilísticos. Es decir, que cada avenida de un río va asociada a una probabilidad de

ocurrencia en tal sentido se ha afirmado que esperando un tiempo suficientemente largo. cualquier , avenida puede presentarse en cualquier río. Las crecidas de los ríos tienen varias definiciones:

1. Elevación rápida y habitualmente breve del nivel de las aguas en un curso hasta un máximo desde el cual dicho nivel desciende a menor velocidad
2. Caudal relativamente alto medido por altura o gasto
3. Avenida de un curso de agua originada por grandes lluvias o por fusión de nieve.
4. Elevación temporaria y móvil del nivel del agua en una corriente de agua

A menudo las avenidas van acompañadas de huaycos y deslizamientos. En el Perú estos fenómenos son muy frecuentes dadas nuestras condiciones climáticas, geológicas y topográficas. Hay algunas zonas del país donde los fenómenos de geodinámico externa son más activos e intensos debido a las condiciones particulares de los suelos, pendiente, cobertura vegetal y la acción del hombre. "Los huaycos nombre de terminología peruana, son flujos rápidos de aguas turbias y turbulentas de corta duración, cargadas de sólidos de diferentes tamaños y tipos de rocas: a ellos ocurren en zonas de climas áridos y semiáridos a consecuencia de una fuerte precipitación pluvial inusitada y de corto periodo.

Una avenida o inundación según el caso puede ser apreciada o descrita de diversas formas Estas pueden ser:

Por el máximo nivel alcanzado por las aguas. Este es el parámetro mas evidente, y el que permanece más tiempo en la memoria de los habitantes de la zona. Es útil para describir una inundación. Los niveles alcanzados por el agua durante una avenida o una inundación pueden y deben medirse en lo posible con aparatos registradores como los limnigrafos. Los niveles alcanzados también quedan presentes por medio de huellas o marcas en los árboles, postes, cercos o casas. Para los efectos de cálculo de caudales se debe, tener presente que durante la avenida hay un cambio importante en la sección transversal del río. debido a los procesos de erosión o sedimentación, que se producen en el cauce.

Por la extensión del área inundada. Cuando la avenida excede la capacidad del cauce y se desborda la extensión inundada es variable aun para avenidas iguales. Depende del estado del

cauce y de las defensas. En realidad lo que se mide en este caso no es la avenida, sino la inundación resultante. En muchos casos la medición así realizada puede ser engañosa, pues una gran inundación puede corresponder a una avenida pequeña.

Por la descarga máxima instantánea Para su determinación se requiere aforos cuidadosos y aparatos registradores. Este valor es muy importante para el diseño de defensas y de aliviaderos.

Por el volumen descargado. Este valor puede ser más descriptivo que; el anterior, pues está asociado a la forma del hidrograma de crecidas e incluyen por lo tanto el concepto de duración de la avenida. Las avenidas pueden ser de muy corta duración, casi instantáneas o de larga duración, la que en casos extremos puede extenderse a lo largo de varios meses. El conocimiento del volumen descargado es importante para el diseño de embalses de control de avenidas.

1.3.2. Flujo Gradualmente Variado.- el flujo para el cálculo de tirantes para el caudal de avenida es un flujo permanente cuya profundidad varía de manera gradual a lo largo de la longitud del canal. Esta definición establece dos condiciones:

- 1) El flujo es permanente; es decir, las características hidráulicas de flujo permanecen constantes para el intervalo de tiempo bajo consideración, y
- 2) Las líneas de corriente son paralelas; es decir, prevalece la distribución hidrostática de presiones sobre la sección de canal..

El desarrollo de la teoría del flujo gradualmente variado se remonta al siglo XVIII. Muchos de los primeros ingenieros hidráulicos contribuyeron a este desarrollo. Todas las teorías así desarrolladas en general giran alrededor de la siguiente suposición básica:

A.-La pérdida de altura en una sección es la misma que para un flujo uniforme que tiene la velocidad y el radio hidráulico de la sección.

De acuerdo con esta suposición, la ecuación de flujo uniforme puede utilizarse para evaluar la pendiente de energía de un flujo gradualmente variado en una sección de canal determinada, y

el correspondiente coeficiente de rugosidad desarrollado en principio para flujo uniforme se aplica al flujo variado. Esta suposición nunca ha sido confirmada de manera precisa por experimentos o por teoría, pero los errores que surgen de ella se creen que son pequeños comparados con aquellos en los cuales se incurre comúnmente durante el use de una ecuación de flujo uniforme y en la selección del coeficiente de rugosidad. A través de los años esta suposición ha demostrado ser una base confiable para el diseño. La suposición es sin duda mas correcta para flujos variados donde la velocidad se incrementa que aquellos en los cuales la velocidad disminuye, debido a que en un flujo con velocidad que se incrementa la pérdida de altura es causada casi en su totalidad por efectos friccionales, en tanto que en un flujo con velocidad decreciente pueden existir perdidas por remolinos de gran escala.

Además de la anterior suposición básica, también se utilizan las siguientes suposiciones donde se necesite una simplificación adicional en los análisis subsecuentes:

B. La pendiente del canal es baja; esto significa que:

1. La profundidad de flujo es la misma sin importar si se utiliza la dirección vertical o normal (al fondo del canal).
2. El factor de corrección de presiones $\cos \theta$ (aplicado a la profundidad de la sección de flujo, $h = d \cos \theta$) es igual a la unidad.
3. No ocurre atrapamiento de aire. En caso de que exista un notable atrapamiento de aire, los cálculos deben llevarse a cabo, suponiendo que no existe atrapamiento y después deben corregirse utilizando la ecuación 1.17:

$$u = 10 \sqrt{\frac{0.2V^2}{gR} - 1} \quad (1.17)$$

C. El canal es prismático; es decir, el canal tiene alineamiento y forma constantes.

D. La distribución de velocidad en la sección de canal es fija. Luego los coeficientes de distribución de velocidades son constantes.

E. La conductividad K y el factor de sección Z son funciones exponenciales de la profundidad de flujo.

F. El coeficiente de rugosidad es independiente de la profundidad de flujo y constante a través del tramo del canal bajo consideración.

1.3.2.1 ECUACIÓN DINÁMICA DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

Considere el perfil de flujo gradualmente variado en la longitud elemental dx de un canal abierto (figura 1.4). La altura total de energía por encima del nivel de referencia en la sección 1 aguas arriba es

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (1.18)$$

donde H es la altura total de energía en pies; z es la distancia vertical del fondo del canal por encima del nivel de referencia en pies; d es la profundidad de la sección de flujo en pies; θ es el ángulo de la pendiente del fondo; α es el coeficiente de energía; y V es la velocidad media del flujo a través de la sección en pies/s.

Se supone que θ y α son constantes a través del tramo del canal bajo consideración. Al tomar el fondo del canal como el eje x y al derivar la ecuación (1.18) con respecto a la longitud x del perfil de la superficie del agua, el cual se mide a lo largo del eje x , se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \cos \theta \frac{dd}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (1.19)$$



FIGURA 1.4. Deducción de la ecuación de flujo gradualmente variado.

Nótese que la pendiente se define como el seno del ángulo de la pendiente y se supone que es positiva si desciende en la dirección del flujo y negativa si asciende. Por consiguiente en la figura 1.4, la pendiente de energía es $S_f = dH/dx$ y la pendiente del fondo del canal es $S_o = \text{sen } \theta = -dz/dx$. Al sustituir estas pendientes en la ecuación (1.19) y al resolver para dd/dx ,

La profundidad d se mide desde el fondo del canal, y el fondo del canal se toma como el eje x . Luego la pendiente de la superficie del agua es igual a la pendiente S_o del fondo del canal si $dd/dx = 0$, menor que S_o si dd/dx es positiva, y mayor que S_o si dd/dx es negativa. En otras palabras, la superficie del agua es paralela al fondo del canal cuando $dd/dx = 0$, aumenta cuando dd/dx es positivo y disminuye cuando dd/dx es negativo.

En la ecuación anterior el ángulo θ de la pendiente se ha supuesto constante o independiente de x . De otra manera, debería añadirse un nuevo término, $-d \operatorname{sen} \theta$ ($d\theta/dd$), donde θ es una función de x , la cual debe sumarse al denominador. Para θ pequeño, $\cos \theta = 1$, $d=y$ y $dd/dx = dy/dx$. , remplazando en las anteriores ecuaciones obtenemos:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 + \alpha d(V^2/2g)/dy} \quad (1.20)$$

En la mayor parte de los problemas la pendiente del canal es pequeña; por consiguiente, se utilizara la ecuación (1.20) en los análisis subsecuentes.

El termino $\alpha d(V^2/2g)/dy$ en la ecuación de flujo variado representa el cambio en la altura de velocidad. Se ha supuesto que el coeficiente α es constante de una sección a la otra en el tramo del canal bajo consideración. De otra manera, el cambio en la altura de velocidad debería expresarse como $d(\alpha V^2/2g)/dy$, donde α es función de x . Como $V=Q/A$, Q es constante y $dA/dy = T$, el termino de altura de velocidad puede desarrollarse de la siguiente manera:

$$\alpha \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \frac{\alpha Q^2}{2g} \frac{dA^{-2}}{dy} = -\frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} = \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3} \quad (1.21)$$

Como $Z = \sqrt{A^3/T}$, la anterior ecuación puede escribirse como

$$\alpha \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = -\frac{\alpha Q^2}{gZ^2} \quad (1.22)$$

Al suponer que un flujo crítico con caudal igual a Q ocurre en la sección, la ecuación que resulta es la siguiente:

$$Q = Z_c \sqrt{\frac{g}{\alpha}} \quad (1.23)$$

donde Z_c es el factor de sección para el calculo de flujo critico correspondiente al caudal Q y a la profundidad y_c . El símbolo Z_c utilizado aquí debería distinguirse cuidadosamente del Z de la ecuación (1.22). El símbolo Z simplemente representa el valor numérico de $\sqrt{A^3/T}$, el cual se

calcula para el caudal Q con una profundidad igual a y y del flujo gradualmente variado. El valor de Z_c es el factor de sección, el cual se calcula para Q con la profundidad y_c como si el flujo fuera crítico. Ahora, al sustituir la ecuación (1.23) para Q en la ecuación (1.22) y al simplificar,

$$\alpha \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = - \frac{Z_c^2}{Z^2} \quad (1.24)$$

El término S_f de la ecuación (1.20) representa la pendiente de energía. De acuerdo con la primera suposición, esta pendiente de una sección de canal con flujo gradualmente variado es igual a la pendiente de energía del flujo uniforme que tiene la velocidad y el radio hidráulico de la sección. Cuando se utiliza la ecuación de Manning, la pendiente de energía es

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{2.22 R^{4/3}} \quad (1.25)$$

Cuando se utiliza la ecuación de Chezy,

$$S_f = \frac{V^2}{C^2 R} \quad (1.26)$$

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S}} \quad (1.27)$$

En una forma general, expresada en términos de la conductividad K , la pendiente de energía de la ecuación (1.27) puede escribirse como

$$S_f = \frac{Q^2}{K^2} \quad (1.28)$$

Suponga que un flujo uniforme con caudal igual a Q ocurre en la sección. La pendiente de energía sería igual a la pendiente del fondo, y la ecuación (1.28) puede escribirse como

$$S_o = \frac{Q^2}{K_n^2} \quad (1.29)$$

donde K_n es la conductividad para el flujo uniforme con una profundidad y_n . Esta K_n debe distinguirse de K en la ecuación (1.28). La notación K representa el valor numérico de la

conductividad correspondiente a una profundidad del flujo gradualmente variado. El valor K_n es la conductividad calculada para Q correspondiente a la profundidad,, como si el flujo se considerara uniforme.

Al dividir la ecuación (1.28) por la ecuación (1.29),

$$\frac{S_f}{S_0} = \frac{K_n^2}{K^2} \quad (1.30)$$

Al sustituir las ecuaciones (1.24) y (1.30) en la ecuación (1.20),

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - (K_n / K)^2}{1 - (Z_n / Z)^2} \quad (1.31)$$

Esta es otra forma de la ecuación de flujo gradualmente variado.

Existen otras formas muy conocidas de la ecuación de flujo gradualmente variado que pueden ser fácilmente deducidas, como

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - (K_n / K)^2}{1 - r(K_n / K)^2} \quad (1.32)$$

donde $r = S_0/S_{cn}$ la relación de la pendiente del canal con respecto a la pendiente crítica en la profundidad normal del caudal Q

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - (Q/Q_n)^2}{1 - (Q/Q_c)^2} \quad (1.33)$$

donde Q es el caudal determinado para el flujo gradualmente variado con la profundidad real y , Q_n es el caudal normal con una profundidad de flujo igual a y , y Q_c es el caudal crítico correspondiente a una profundidad igual a y , y

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - Q^2/C^2 A^2 R}{1 - \alpha Q^2/g A^2 D} \quad (1.34)$$

donde D es la profundidad hidráulica, C es el factor de resistencia de Chezy y el resto de la notación es igual a como se define en esta sección.

Para canales rectangulares anchos,

1. Cuando se utiliza la ecuación de Manning,

$$\frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - (y_n / y)^{10/3}}{1 - (y_c / y)^3} \quad (1.35)$$

2. Cuando se utiliza la ecuación de Chezy,

$$\frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - (y_n / y)^3}{1 - (y_c / y)^3} \quad (1.36)$$

1.3.2.2 MÉTODO DEL PASO ESTÁNDAR.- Este método también es aplicable a canales no prismáticos. En canales no prismáticos los elementos hidráulicos no son independientes de la distancia a lo largo del canal. En canales naturales, por lo general es necesario llevar a cabo estudios de campo para recolectar los datos requeridos en todas las secciones consideradas en el cálculo. Este cálculo se lleva a cabo mediante pasos de estación a estación en las cuales se han determinado las características hidráulicas. En tales casos la distancia entre las estaciones es conocida y el procedimiento es determinar la profundidad de flujo en las estaciones. Tal procedimiento a menudo se lleva a cabo mediante un proceso de ensayo y error.

Para explicar este método es conveniente referir la posición de la superficie del agua con respecto a un nivel de referencia horizontal. En la figura 1.5 las superficies del agua por encima del nivel de referencia en las dos secciones extremas son

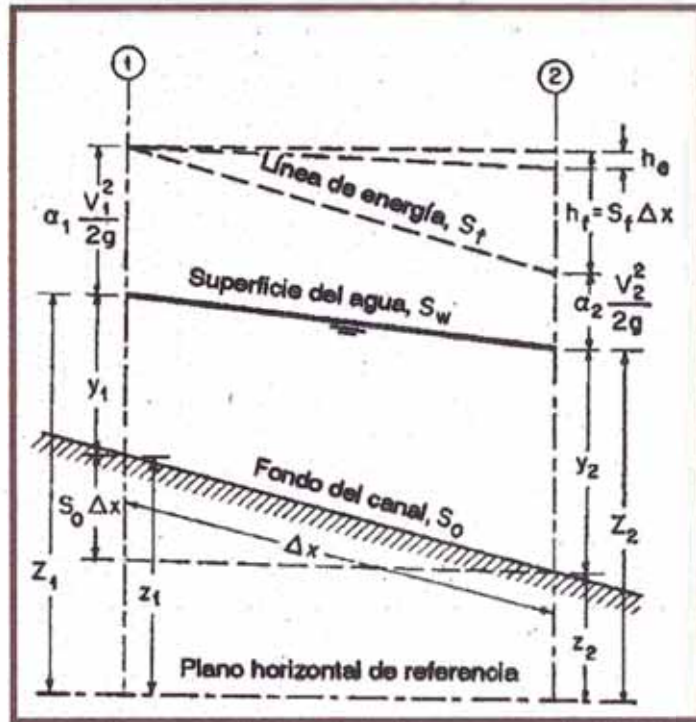


FIGURA 1.5 Tramo de Canal para la deducción de los métodos de paso

$$Z_1 = S_0 \Delta x + y_1 + z_2 \quad (1.37)$$

y

$$Z_2 = y_2 + z_2 \quad (1.38)$$

La pérdida por fricción es

$$h_f = S_f \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \quad (1.39)$$

Donde la pendiente de fricción S_f se toma como el promedio de las pendientes en las dos secciones extremas o como S_f

$$S_0 \Delta x + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + S_f \Delta x \quad (1.40)$$

Al sustituir las anteriores expresiones en la ecuación (1.40), puede escribirse lo siguiente:

$$Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad (1.41)$$

donde h_e , se añade para tener en cuenta las pérdidas por remolinos (*eddies*), las cuales pueden ser muy importantes en canales no prismáticos. No existe un método racional disponible para evaluar las pérdidas por remolino. Estas dependen sobre todo del cambio en la altura de velocidad y pueden expresarse como parte de el, o $k(\Delta\alpha V^2/2g)$, donde k es un coeficiente. Para tramos gradualmente convergentes y divergentes, $k = 0$ a 0.1 y 0.2 , respectivamente. Para expansiones y contracciones abruptas, k es alrededor de 0.5 . para canales prismáticos y regulares, las pérdidas por remolino son prácticamente cero, o $k = 0$, por conveniencia en el calculo, algunas veces h_e puede considerarse parte de la perdida de fricción y el n de Manning debe incrementarse de manera apropiada para el calculo de h_f luego h_e es cero en el calculo.

Las alturas totales en las dos secciones extremas son

$$H_1 = Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \quad (1.42)$$

y

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \quad (1.43)$$

Por consiguiente, la ecuación (1.41) se convierte en

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \quad (1.44)$$

Esta es la ecuación básica que define el procedimiento del método del paso estándar. El método del paso estándar es muy apropiado para el cálculo en canales naturales

1.3.3 CONTROL DE AVENIDAS

El control de avenidas es la prevención de daños por desbordamientos o derrames de las corrientes naturales. Esta definición amplia de propósito abarca muchas medidas probables de tipo preventivo. Una avenida es el producto del escurrimiento por la lluvia y/o el deshielo en

cantidades tan grandes que no pueden alojarse en los cauces de las corrientes para niveles bajos. El hombre puede hacer poco para evitar una gran avenida pero puede reducir el daño a los cultivos y a las propiedades en la planicie de inundación del río. Las medidas comúnmente aceptadas para reducir los daños de las avenidas son:

1. Reducción del escurrimiento máximo con *vasos de almacenamiento*.
2. Encauzamiento del escurrimiento dentro de la sección de un cauce previamente determinado por medio de *bordos, muros de encauzamiento, o un conducto cerrado*.
3. Reducción de los niveles máximos por aumento de las velocidades producidas por *mejoramiento y rectificación del cauce*.
4. Derivación de las aguas de avenida por *obras de desvío o cauces de alivio*.
5. *Evacuación temporal* o permanente de la planicie de inundación.
6. Trabajos para dejar hechas *a prueba de inundaciones* a ciertas propiedades específicas o en particular.
7. Reducción del escurrimiento de avenidas con *manejo de los terrenos*.

La mayoría de los proyectos para control de avenidas comprenden combinaciones de las medidas antes citadas.

1.3.4. El punto de vista público en el control de avenidas

No es extraño que un periódico describa un proyecto nuevo de control de avenidas como uno que "evitará las inundaciones todo el tiempo". Esta idea es un calmante que puede adormecer al público detrás de una protección inadecuada y el despertar puede venir demasiado tarde para reducir los daños. Los casos en que las pérdidas de vidas y propiedades durante una inundación son evitables son muchísimos, pero estas pérdidas ocurren con frecuencia cuando no se evacuan ni las propiedades ni a la gente porque se considera que hay una protección adecuada. Los bordos pueden fallar, los vasos, pueden estar llenos cuando se presente una avenida, las basuras y desperdicios acumulados en un puente pueden crear niveles inesperados l

o pueden ocurrir avenidas mayores que la avenida de diseño. En muchos de tales casos podría haber menos pérdidas de vidas y propiedades si se pusiera menos fe en las obras de control de avenidas. Esta situación coloca una carga pesada sobre un ingeniero para explicar claramente al público el grado intentado de protección. El ingeniero debe también dar avisos de evacuación con la mayor anticipación posible si por cualquier razón es inminente la inundación de la zona protegida.

Alvord y Burdick, expresan

Cuando las obras intentan proteger a una gran población, una medida a medias es nada menos que una trampa mortal. Cualquier cosa menor que la protección adecuada de un lugar de habitación humana es peor que ninguna protección, porque crea un sentimiento falso de seguridad y multiplica las consecuencias de la falla.

El peligro de las medidas a medias siempre está presente. En la primavera de 1913 se había empezado a trabajar en un proyecto para proteger a Dayton, Ohio, de una avenida de 90 000 pies³/seg. Antes de que la obra estuviera encaminada, una avenida máxima de cerca de 250 000 pies³/seg se presentó causando grandes daños y la pérdida de cerca de 100 vidas. En consecuencia, es importante que el proyectista haga un estudio cuidadoso de la situación antes de proponer un plan de control de avenidas.

1.3.5. La avenida de diseño.

Los complejos problemas sociales discutidos en la sección anterior impiden completamente cualquier procedimiento arbitrario de diseño. Como base de sus estudios el U. S. Corps of Engineers usa una *avenida estándar de proyecto*. Esta avenida se define como "la descarga que puede esperarse para la más, severa combinación de condiciones meteorológicas e hidrológicas y que son consideradas como razonablemente características de la región geográfica en estudio, con la exclusión de las combinaciones extremadamente raras". Usualmente, la avenida estándar de proyecto es el 50% de la avenida máxima probable para el área.

Sin embargo, debido a la extrema rareza de la avenida máxima probable, la avenida estándar de proyecto no habrá sido excedida más que en un porcentaje bajo de las avenidas

dentro de la región general. La relación entre la avenida estándar de proyecto y la avenida de diseño del proyecto está mejor expresada por la cita siguiente:'

En el diseño del proyecto de un control de avenidas sería, por supuesto, conveniente dar protección contra la máxima avenida probable, si esto fuera factible dentro de los límites aceptables para el costo de la obra. Sin embargo, esto es rara vez practicable para proporcionar una protección absoluta contra las avenidas por medio de proyectos de protección local o con vasos; usualmente, los costos son muy altos y, en muchos casos, la adquisición de los derechos de vía adecuados para el propósito involucrarían destrucción irrazonable o la modificación de propiedades a lo largo del curso de la avenida como una regla, debe-aceptarse algún riesgo en la selección del valor de descarga de la avenida para diseño. Es de máxima importancia una decisión sobre cuánto riesgo debe aceptarse en cada caso y debe estar basada en la consideración cuidadosa de las características de la avenida y las potencialidades en la cuenca, en la clase de área por ser protegida y en limitaciones económicas.

La "avenida de diseño" para un proyecto en particular puede ser mayor o menor que la avenida estándar de proyecto, dependiendo en gran parte de factores económicos y de otras consideraciones prácticas que rigen la selección de la capacidad de diseño en un caso específico. Sin embargo, la selección no debe estar gobernada únicamente por estimaciones de los beneficios anuales promedio de naturaleza tangible, ni tampoco deben permitirse que impongan la selección de la avenida de diseño las dificultades de construcción que pueden resultar dificultosas, pero no insuperables, particularmente en donde está involucrada la protección de zonas urbanas de primera clase o zonas agrícolas. Los beneficios intangibles derivados de medidas con un alto grado de seguridad contra avenidas de magnitud desastrosa, incluyendo a la protección de la vida humana, deben ser tomados en consideración, además de los beneficios tangibles para ser calculados en términos monetarios.

La avenida estándar de proyecto tiene como mira una expresión practicable del grado de protección que como regla general debe buscarse al diseñar obras de control de avenidas para comunidades en donde está involucrada la protección de la vida humana y de la propiedad con valores excepcionalmente altos. Como las estimaciones de la avenida estándar de proyecto van a basarse en estudios generalizados de las condiciones meteorológicas e hidrológicas en una

región, la estimación de la avenida estándar de proyecto proporciona una base para comparar el grado de protección que da un proyecto de control de avenidas en diferentes localidades, promoviendo así una política más consistente con respecto a la selección de avenidas de diseño que dan un grado, comparable de protección para clases similares de propiedades.

1.3.6. - Transporte de Sedimentos

1.3.6.1 .- MODALIDADES DEL TRANSPORTE SÓLIDO FLUVIAL

Examinemos ahora, muy brevemente, las características generales del transporte sólido de los ríos, teniendo en mente las estructuras hidráulicas que en ellos se construye.

Cuando el fondo de un canal es rígido, de concreto por ejemplo, la sección transversal está definida. La relación entre las diferentes variables se establece mediante una ecuación como la de MANNING o CHEZY El gasto es función de la pendiente, rugosidad del contorno y tamaño de la sección transversal. En cambio, en un fondo móvil el lecho está sometido a procesos de erosión y sedimentación. Esto determina no sólo una configuración variable del fondo, sino también un cambio en la resistencia al escurrimiento, expresada en términos de la rugosidad. A su vez, los cambios morfológicos de la sección transversal determinan variaciones en el transporte sólido, con lo que el problema se complica aún más.

La descripción matemática del modo como se transportan las partículas sólidas en una corriente líquida es sumamente compleja. Cualquier modelo que pretenda describir el movimiento de las partículas, tiene que ser, necesariamente, el producto de una profunda esquematización, vale decir de una simplificación del modo como ocurren los fenómenos. El flujo real es tridimensional. El flujo ideal, que corresponde a las fórmulas, es bidimensional, tal como lo hemos dicho anteriormente. . Esta profunda diferencia, añadida a otros factores, hace que frecuentemente se presenten divergencias notables entre lo previsto "teóricamente" y lo observado posteriormente.

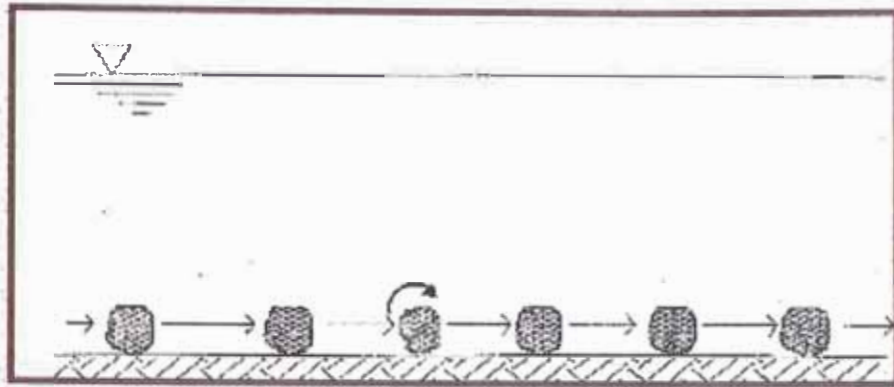
Bajo el supuesto anterior podemos distinguir entre aquellas partículas que van permanentemente en contacto con el fondo y que ruedan o se deslizan constituyendo el arrastre o

transporte sólido de fondo, y aquéllas que van en suspensión. Algunas partículas se transportan de un modo peculiar: a saltos. A esta modalidad se le denomina transporte por "saltación".

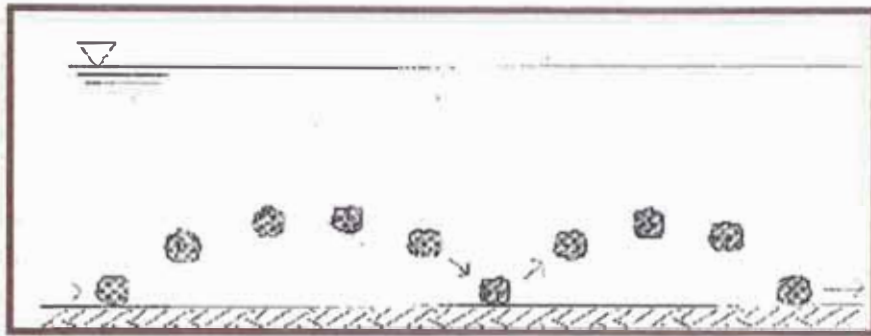
El material de arrastre, que está constituido por las partículas de mayor tamaño, rueda o se desliza siempre en contacto con el fondo y avanza en forma de rizos, dunas y barras (siempre que la granulometría lo permita). La velocidad de una partícula sólida es en general inferior a la de la corriente.

El material en suspensión está constituido por las partículas más finas, y prácticamente se halla distribuido en toda la sección transversal. Teóricamente la concentración es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo. La curva de distribución vertical de concentraciones es logarítmica,.. En la práctica es usual que en los ríos de alta velocidad (en los que la turbulencia se encuentra plenamente desarrollada), la concentración sea prácticamente la misma en toda la sección transversal, siempre que las partículas sean muy pequeñas. La velocidad con la que avanza una partícula sólida en suspensión es prácticamente igual a la de la corriente en ese punto.

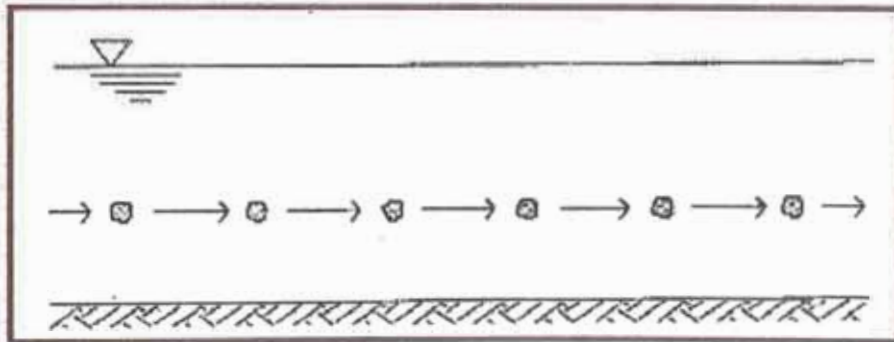
No es fácil establecer y definir un límite claro y nítido entre las dos modalidades de transporte antes señaladas. Cualquier alteración que ocurra en la velocidad de la corriente puede determinar de inmediato un cambio en la modalidad de transporte.



ARRASTRE



SALTACIÓN



SUSPENSIÓN

FIGURA 1.6 Modalidades de transporte

Las leyes que rigen y describen cada uno de estos modos fundamentales de transporte son en principio diferentes.

Se denomina gasto sólido, de fondo (*TF*) o de suspensión (*TS*), a la cantidad de partículas, en unidades de peso o volumen, que pasa por una sección determinada en la unidad de tiempo. Las unidades que se usan frecuentemente para el gasto sólido son: N/s, kg/día, t/mes, m³/año, etc. El gasto sólido puede expresarse también por unidad de ancho, del río o canal, y entonces se llama gasto sólido específico.

No existe una proporción definida entre la cantidad de material sólido transportado en suspensión y aquella transportada por el fondo. La distinción entre material de suspensión y de fondo sólo puede hacerse en función de la velocidad de la corriente en un momento dado. Por lo general el gasto sólido en suspensión es mayor que el gasto sólido de fondo. Para el río Rin, por ejemplo, se ha establecido que hasta su desembocadura en el lago Constanza descarga 3 millones de m³ de material sólido por año, de los cuales solamente 100 000 m³ corresponde a material de fondo. En el río Mississippi se ha determinado que el 85% del material sólido transportado corresponde a suspensión y 15 % al fondo.

Los resultados de investigaciones y mediciones indican que en algunos casos de torrentes la proporción entre ambos modos de transporte puede acercarse a uno. Por el contrario, en los grandes ríos de pequeña pendiente, la masa transportada en suspensión es varias veces mayor que la transportada por el fondo. En la interpretación de estos resultados debemos tener en cuenta que, precisamente, los torrentes se caracterizan por, transportar en corto tiempo gran cantidad de sólidos que generalmente no pueden ser medidos. De acá que probablemente la estimación de la masa anual transportada en suspensión por los torrentes sea menor que la verdadera.

La distinción entre ambas modalidades de transporte es importante. Desde el punto de vista metodológico corresponde a una condición natural, que se ve modificada por la construcción de una obra hidráulica.

El gasto sólido en suspensión se determina a partir de mediciones de la concentración. Se llama concentración *c* a la cantidad de partículas sólidas, expresadas como peso seco, por unidad de volumen de la mezcla agua-sedimento. El producto de la concentración por el gasto es igual al

gasto sólido. El gasto sólido de fondo, en cambio, se determina en base a cálculos. La suma de ambos constituye el gasto sólido total (T_T).

En los ríos como el Chira se ha estimado que los sólidos en suspensión constituyen alrededor del 95% del total anual de sólidos. Esta proporción es comprensible, pues durante las avenidas, que es cuando se transporta la mayor cantidad de sólidos, las altas velocidades determinan la puesta en suspensión de los sólidos, trasladándose solamente por el fondo el material muy grueso, que pudiera haber. En el río Mantaro, hasta la Mejorada, la masa anual media de sólidos fue estimada en 5,5 millones de toneladas, de las cuales el 40% correspondía a la suspensión y el 60% a material de fondo.

Debemos tener presente que la determinación de los gastos sólidos es un problema muy difícil, principalmente por las siguientes circunstancias

- a) Gran variabilidad de los fenómenos, tanto en el espacio como en el tiempo.
- b) Elevado y no bien determinado número de variables que intervienen.
- c) Dificultad de comprobar en la Naturaleza los resultados obtenidos.

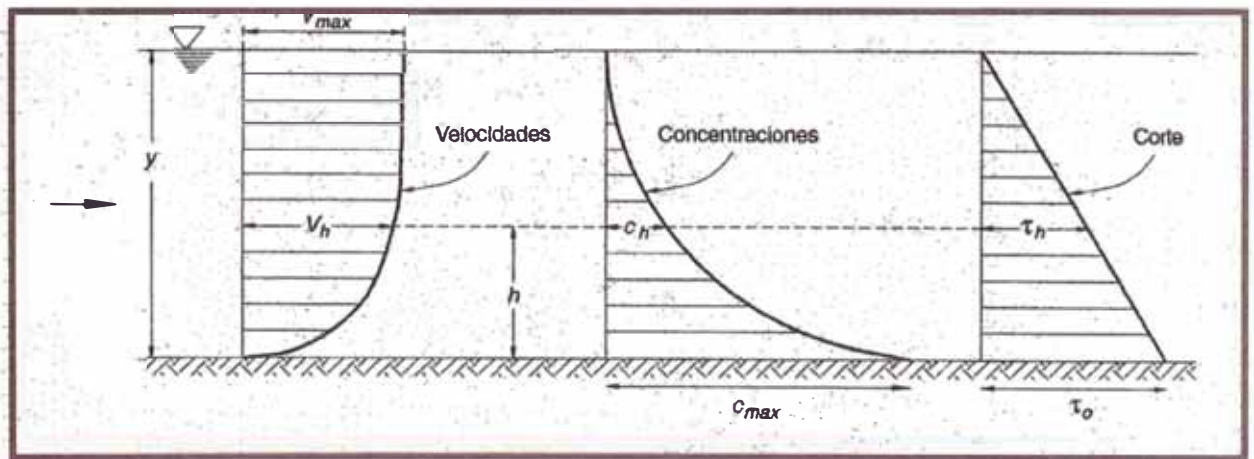


FIGURA 1.7 : Distribución Vertical típica de Velocidades, Concentraciones y fuerza de Corte

1.3.6.2.- FUERZA TRACTIVA CRÍTICA

La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva τ_o . El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva es mayor que la fuerza tractiva crítica $(\tau_o)_C$. Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho. Por lo tanto, para que haya movimiento de fondo se requiere que

$$\tau_o > (\tau_o)_C \quad (1.45)$$

Caso contrario, cuando $\tau_o < (\tau_o)_C$ el lecho no presenta movimiento y se comporta como si fuese un lecho rígido.

La condición $\tau_o = (\tau_o)_C$ corresponde a la iniciación del movimiento de las partículas del fondo, definida en términos de la fuerza tractiva.

Un valor que se denomina $(\tau_o)'_C$, corresponde al valor de τ_o para el que las partículas se ponen en suspensión y viajan distribuidas en la sección transversal. Por lo tanto, para que haya transporte sólido de fondo se requiere que

$$(\tau_o)_C < \tau_o < (\tau_o)'_C \quad (1.46)$$

Se denomina gasto sólido total (T_T) a la suma de ambos gastos sólidos (fondo más suspensión)

$$T_T = T_F + T_S \quad (1.47)$$

El cuadro siguiente presenta resumidamente lo antes expuesto (para granulometría uniforme)

TABLA 1.1 Condiciones para el transporte de sólido

Condición	Transporte Sólido		
	Fondo	Suspensión	Total
$\tau_o < (\tau_o)_C$	0	0	0
$(\tau_o)_C < \tau_o < (\tau_o)'_C$	T_F	0	T_F
$\tau_o > (\tau_o)'_C$	0	T_S	T_S

Si las partículas no fuesen de granulometría uniforme podrían darse las tres condiciones; cada una de ellas para una determinada porción de la curva granulométrica.

1.3.7.- El Concepto de Iniciación del Movimiento

Para el estudio de la teoría del Transporte de Sedimentos y para la solución de numerosos problemas de ingeniería fluvial es necesario conocer las condiciones de iniciación del movimiento de las partículas constituyentes del lecho.

El conocimiento de las condiciones de iniciación del movimiento permite calcular el gasto sólido de fondo (el arrastre), diseñar sistemas de protección contra la erosión.

Se denomina velocidad crítica de arrastre a la velocidad media de la corriente a la cual empieza el movimiento (el arrastre) de las partículas constituyentes del lecho. El gasto correspondiente a la iniciación del movimiento se denomina gasto crítico de iniciación del movimiento, o gasto crítico de arrastre, y se designa como Q_o . Es igual al producto del área de la sección transversal por la velocidad crítica V_c .

La iniciación del movimiento no sólo es difícil de determinarse, sino también de definirse. En un lecho natural hay partículas de la más diversa granulometría. En principio, cada partícula

tiene su propia velocidad crítica. En un lecho constituido por un material de granulometría uniforme todas las partículas no son exactamente iguales, ni sufren de la misma forma la acción de la turbulencia. En consecuencia, la iniciación del movimiento es un fenómeno esencialmente probabilística.

Movimiento Débil. Algunas de las partículas más pequeñas se mueven en lugares aislados. Se podría contar el número de partículas que se mueve en un centímetro cuadrado.

Movimiento Medio. Las partículas de diámetro medio están en movimiento en tal proporción que no es posible contarlas. El movimiento está generalizado, pero tiene una intensidad tan pequeña que no se produce deformación del fondo.

Movimiento General. El movimiento está generalizado en todo el lecho. El movimiento alcanza hasta partículas de un diámetro tal que se produce un lecho de configuración variable, que da lugar a las formas del fondo, constituyentes de las fases del transporte, que estudiaremos más adelante (rizos, dunas, etc.).

El fenómeno de iniciación del movimiento es complejo. Cada uno de los granos que constituye el lecho está sometido a las siguientes fuerzas

- a) Peso propio del grano sumergido (es decir, su peso menos el empuje de ARQUIMEDES)
- b) Fuerzas dinámicas de presión y corte originadas en el escurrimiento
- c) Fuerzas de reacción del grano sobre el fondo

La condición límite para la iniciación del movimiento corresponde a aquella en la que el peso de la partícula es igual a la fuerza de empuje.

Cuando la iniciación del movimiento se define en términos de la fuerza tractiva hay que tener presente que debido a la turbulencia se presentan fluctuaciones de la velocidad, como consecuencia de las cuales la fuerza tractiva está sujeta a fluctuaciones instantáneas en el tiempo. Al respecto, tal como se aprecia en la Figura 1.8, GÜNTER ha señalado los tres casos siguientes

$$\text{Caso A : } \bar{\tau}_0 - \Delta\tau_{max} > \tau_c \quad (1.48)$$

Expresión en la que $\Delta\tau_{max}$ es la máxima fluctuación de la fuerza tractiva media sobre el fondo $\bar{\tau}_0$. En consecuencia, el estado crítico es excedido el 100% del tiempo y todos los granos están en movimiento.

$$\text{Caso B: } \bar{\tau}_0 = \tau_c \quad (1.49)$$

Los granos están expuestos al estado crítico el 50% del tiempo, lo que equivale a decir que en cada instante las condiciones críticas son excedidas por el 50% de los granos.

$$\text{Caso C: } \bar{\tau} + \Delta\tau_{max} = \tau_c \quad (1.50)$$

El estado crítico de iniciación del movimiento sólo se alcanza en algunos momentos (instantes), pero nunca es excedido. Corresponde a la iniciación o a la finalización del movimiento.

Los valores de la fuerza tractiva crítica para cada tipo de material sólido se obtienen experimentalmente. De la misma manera se puede conocer los valores de la velocidad crítica de arrastre.

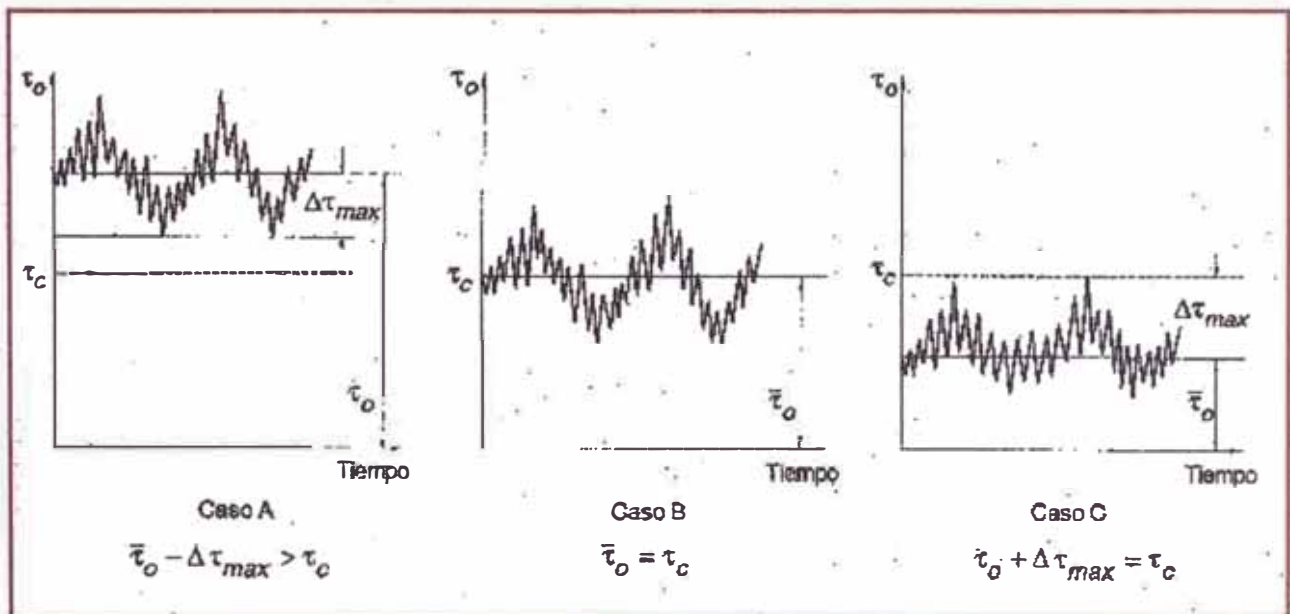


FIGURA 1.8 : Iniciación del Movimiento

1.4 FLUJO A TRAVES DE MEDIOS POROSOS

1.4.1 Aguas Sub-superficiales

El agua sub-superficial fluye por debajo de la superficie terrestre. En este acápite solamente se describen los procesos de flujo **subsuperficial pertinentes** para la hidrología de agua superficial.

1.4.2. Flujo No saturado

En la figura 1.9. se muestran en forma esquemática los procesos de flujo subsuperficial y las zonas en que ellos ocurren. Tres procesos importantes son la *infiltración* de agua superficial en el suelo para convertirse en *humedad del suelo*, el *flujo subsuperficial* o flujo no saturado a través del suelo, y el *flujo de agua subterránea* o flujo saturado a través de los estratos de suelo o roca. Los estratos de suelo o roca que permiten el flujo de agua se denominan *medios porosos*. El flujo es no saturado cuando el medio poroso todavía tiene algunos de sus vacíos ocupados por aire y es saturado cuando los vacíos están llenos de agua. El *nivel freático* es la superficie donde el agua se encuentra a presión atmosférica en un medio saturado. Por debajo del nivel freático, el medio poroso se encuentra saturado y a presiones superiores a la atmosférica. Por encima del nivel freático, las fuerzas capilares pueden saturar el medio poroso a lo largo de una corta distancia en la *franja capilar*, por encima de la cual el medio poroso se encuentra usualmente no saturado excepto después de una lluvia, cuando la infiltración desde la superficie del terreno puede producir temporalmente condiciones de saturación. Las *salidas de agua subsuperficial y agua subterránea* ocurren cuando el agua subsuperficial emerge para convertirse en flujo superficial en una corriente o manantial. La humedad del suelo se extrae por evapotranspiración a medida que el suelo se seca.

Considérese una sección transversal a través de un suelo no saturado tal como se muestra en la figura 1.10 una porción de la sección transversal está ocupada por partículas sólidas y las restantes por *vacíos*. La *porosidad q* se define como

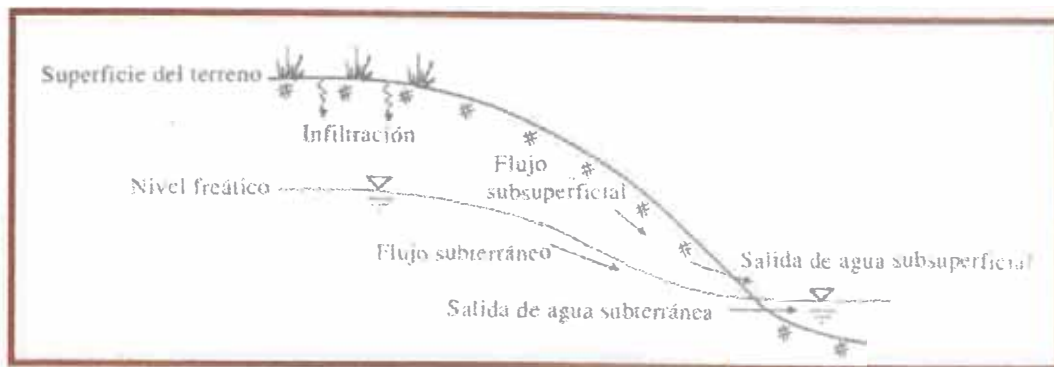


FIGURA 1.9 Zonas y procesos del agua subsuperficial.

$$\eta = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen de agua}} \quad (1.51)$$

El rango de η para suelos es aproximadamente $0.25 < \eta < 0.75$, y su valor depende de la textura del suelo (véase la tabla 1.2).

TABLA 1.2 : Conductividad Hidráulica y porosidad para medios porosos no consolidados

MATERIAL	CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA K (cm/s)	POROSIDAD η (%)
GRAVA	$10^{-1} - 10^2$	25-40
ARENA	$10^{-5} - 1$	25 - 50
LIMO	$10^{-7} - 10^{-3}$	35 - 50
ARCILLA	$10^{-9} - 10^{-5}$	40 - 70

Una parte de los vacíos es ocupada por agua y el resto por aire. El volumen ocupado por agua se mide utilizando el *contenido de humedad del suelo* θ que se define como

$$\theta = \frac{\text{volumen de agua}}{\text{volumen total}} \quad (1.52)$$

Luego $0 \leq \theta \leq \eta$; el contenido de humedad del suelo es igual a la porosidad cuando el suelo se encuentra saturado.

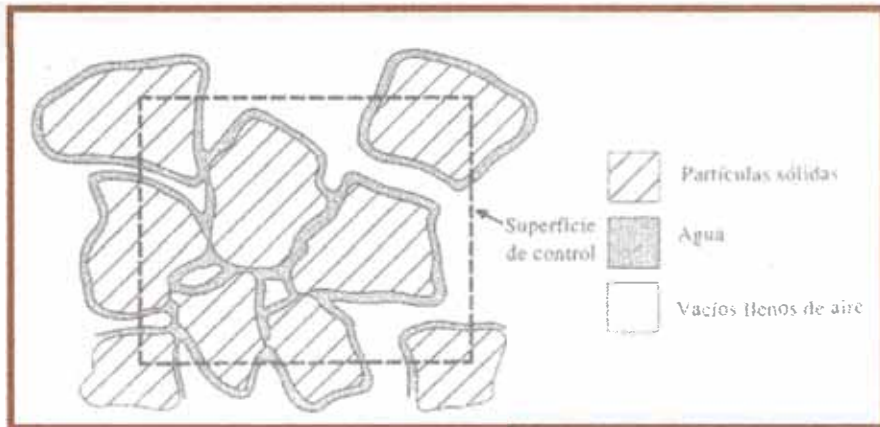


FIGURA 1.10 Sección transversal a través de un medio poroso no saturado.

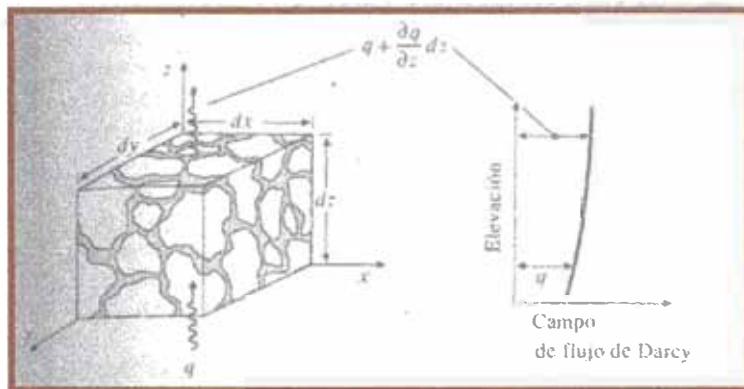


FIGURA 1.11 Volumen de control para el desarrollo de la ecuación de continuidad en un medio poroso no saturado

1.4.2.1. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

En la figura 1.11 se muestra un volumen de control que contiene suelo no saturado. Sus lados tienen longitud dx , dy y dz , en las direcciones coordenadas, luego su volumen es $dx dy dz$,

y el volumen de agua contenido en el volumen de control es $B dx dy dz$. El flujo del agua a través del suelo se mide utilizando el *campo de flujo* Darcy $g = Q/A$ la tasa de flujo volumétrico por unidad de área de suelo. El campo de flujo de Darcy es un vector que tiene componentes en cada una de las direcciones coordenadas, pero en este análisis los flujos horizontales se suponen iguales: cero y solamente se considera la componente vertical z del campo de flujo de Darcy. Debido a que el eje z es positivo hacia arriba, el flujo hacia arriba se considera positivo y el flujo hacia abajo negativo.

En el teorema de transporte de Reynolds, la propiedad extensiva β es la masa de agua en el suelo, luego $\beta = d\beta/dm = 1$ y $dB/dt = 0$ debido a que no ocurren cambios de fase en el agua. Por tanto, el teorema de transporte de Reynolds toma la forma de la ecuación integral de continuidad:

$$0 = \frac{d}{dt} \iiint_{v.c.} \rho_w dV + \iint_{s.c.} \rho_w V dA \quad (1.53)$$

donde ρ_w es la densidad del agua. El primer término en (1.53) es la tasa de cambio temporal de la masa de agua almacenada dentro del volumen de control, la cual está dada por

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \iiint_{v.c.} \rho_w dV &= \frac{d}{dt} (\rho \theta dx dy dz) \\ &= \rho_w dx dy dz \frac{\partial \theta}{\partial t} \end{aligned} \quad (1.54)$$

donde se supone que la densidad es constante y la derivada parcial es suficiente porque las dimensiones espaciales del volumen de control son fijas. El segundo término en (ec. 1.53) es la salida neta de agua a través de la superficie de control. Así, como se muestra en la figura 1.11, el flujo volumétrico de entrada de la parte inferior del volumen de control es $q dx dy$ y el flujo de salida en la parte superior es $[q + (\partial q / \partial z) dz] dx dy$, lo cual significa que el flujo neto de salida es

$$\iint_{s.c.} \rho_w V dA = \rho_w \left(q + \frac{\partial q}{\partial z} dz \right) dx dy - \rho_w q dx dy$$

$$= \rho_w dx dy dz \frac{\partial q}{\partial z} \quad (1.55)$$

Sustituyendo (1.54) y (1.55) en (1.53) y dividiendo por $\rho_w dx dy dz$ se obtiene

$$\frac{\partial q}{\partial z} + \frac{\partial g}{\partial t} = 0 \quad (1.56)$$

Esta es la ecuación de continuidad para flujo unidimensional no saturado no permanente en un medio poroso. Esta ecuación es aplicable a flujos localizados a poca profundidad por debajo de la superficie terrestre. A una profundidad mayor, tal como en los acuíferos profundos, pueden ocurrir cambios en la densidad del agua y en la porosidad como resultado de cambios en la presión del fluido, y éstos deben tenerse en cuenta en el desarrollo de la ecuación de continuidad.

1.4.2.2. ECUACIÓN DE MOMENTUM

Según la ley de Darcy que se desarrolla para relacionar el campo de flujo de Darcy q con la tasa de pérdida de cabeza por unidad de longitud de medio. S_f

$$q = K S_f \quad (1.57)$$

Considérese el flujo en la dirección vertical y denótese la cabeza total de flujo por h ; entonces $S_f = -\partial h / \partial z$, donde el signo negativo indica que la cabeza total está disminuyendo en la dirección del flujo debido a la fricción. Luego la ley de Darcy se expresa como

$$q = -K \frac{\partial h}{\partial z} \quad (1.58)$$

Esta ley se aplica a una sección transversal del medio poroso encontrada promediando sobre un área que es grande si se compara con la sección transversal de los poros y granos individuales del medio (Philip, 1969). A esta escala, la ley de Darcy describe un flujo uniforme permanente de velocidad constante, en el cual la fuerza neta sobre cualquier elemento de fluido es cero. Para flujo saturado no confinado, las dos únicas fuerzas involucradas en el problema son la gravedad y la fricción; pero para flujo no saturado, la *fuerza de succión*, que une el agua con las partículas de suelo a través de la tensión superficial, también debe incluirse.

El medio poroso está compuesto por una matriz de partículas tal como se muestra en la figura 1.10. Cuando los espacios vacíos están parcialmente llenos de agua, ésta es atraída a la superficie de las partículas a través de fuerzas electrostáticas entre los enlaces polares de las moléculas de agua y dichas superficies. Esta adhesión superficial extiende el agua alrededor de las superficies de las partículas y deja el aire en el centro de los vacíos. A medida que se añade más agua al medio poroso, el agua sale hacia arriba y el área de la superficie libre disminuye dentro del medio hasta que este se sature y deje de haber superficies libres dentro de los vacíos y, por consiguiente, no existe fuerza de succión del suelo. El efecto de la succión del suelo puede verse si una columna de suelo seco se coloca verticalmente con su parte inferior dentro de un tanque de agua, entonces la humedad se elevará dentro del suelo seco hasta una altura por encima de la superficie del agua a la cual la succión del suelo y la fuerza gravitacional son exactamente iguales. Esta altura varía desde unos pocos milímetros para arena gruesa hasta varios metros para suelo arcilloso.

La cabeza h de agua se mide en dimensiones de altura, pero también puede entenderse como la energía por unidad de peso del fluido. En un medio poroso no saturado, la parte de la energía total del fluido debida a las fuerzas de succión del suelo se conoce como la *cabeza de succión* ψ . Del análisis previo, es evidente que la cabeza de succión variará con el contenido de humedad del medio, tal como se ilustra en la figura 1.12, la cual muestra que para ese suelo arcilloso, la cabeza de succión y la conductividad hidráulica pueden fluctuar en varios órdenes de magnitud a medida que el contenido de humedad cambia. La cabeza total h es la suma de las cabezas de succión y de gravedad

$$h = \psi + z \quad (1.59)$$

No se incluye un término para la cabeza de velocidad del flujo, debido a que la velocidad es tan pequeña que su cabeza es despreciable. Sustituyendo h en (ec. 1.58)

$$q = -K \frac{\partial(\psi + Z)}{\partial Z} \quad (1.60)$$

$$= -\left(K \frac{d\psi}{d\theta} \frac{\partial\theta}{\partial z} + K \right)$$

$$= - \left(D \frac{\partial \theta}{\partial z} + K \right) \quad (1.61)$$

Donde D es la difusividad del agua en el suelo $K(d\psi/d\theta)$, la cual tiene dimensiones de $[L^2/T]$. Sustituyendo este resultado en la ecuación de continuidad (1.56) se obtiene

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D \frac{\partial \theta}{\partial z} + K \right) \quad (1.62)$$

La cual es una forma unidimensional de la ecuación de *Richards*, que es la que rige el flujo no saturado no permanente en un medio poroso, presentado por primera vez por *Richards* (1931)

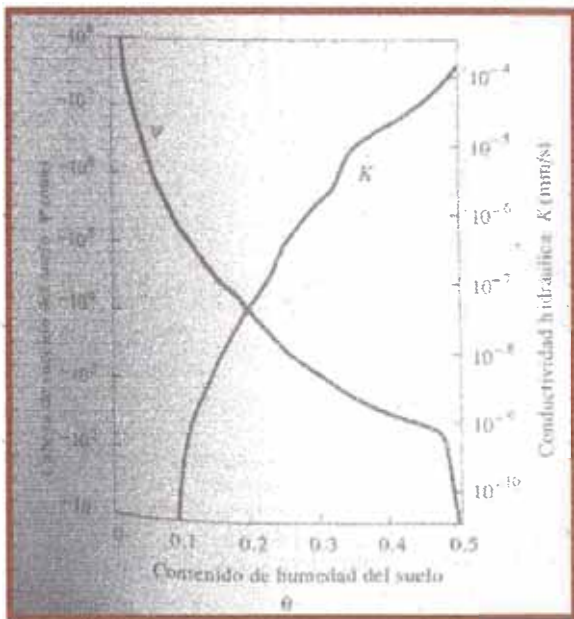


FIGURA 1.12 "Variación de la cabeza de succión del suelo Ψ y de la conductividad hidráulica K con el contenido humedad θ para la arcilla ligera de Yolo. (Reimpresa con autorización de A. J. Raudkivi, *Hydrology* Copyright 1979, Pergamon)

1.4.3 Infiltración

La infiltración es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. Muchos factores influyen en la tasa de infiltración, incluyendo la condición de la superficie del suelo y su cubierta vegetal, las propiedades del suelo, tales como la porosidad y la conductividad hidráulica, y el contenido de humedad presente en el suelo.

Estratos de suelos con propiedades físicas diferentes pueden superponerse unos sobre otros formando *horizontes*; por ejemplo, un suelo limoso con una conductividad hidráulica relativamente alta puede estar superpuesto sobre una zona de arcilla de baja conductividad. Los suelos también presentan una gran variabilidad espacial aun dentro de pequeñas áreas, como en un sembrado. Como resultado de estas grandes variaciones espaciales y de las variaciones temporales de las propiedades de suelo que ocurren a medida que cambia el contenido de humedad de éste, la infiltración es un proceso muy complejo que puede describirse mediante ecuaciones matemáticas solamente en forma aproximada.

La distribución de humedad dentro del perfil de suelo durante el movimiento hacia abajo del agua se ilustra en la figura 1.13. Existen cuatro zonas de humedad: una *zona saturada* cerca de la superficie, una *zona de transmisión* de flujo no saturado y contenido de humedad aproximadamente uniforme, una *zona de mojado* en la cual la humedad decrece con la profundidad y un *frente de mojado* en el cual el cambio de contenido de la humedad con la profundidad es tan grande que da la apariencia de una discontinuidad aguda entre el suelo mojado arriba y el suelo seco debajo. Dependiendo de la cantidad de infiltración y de las propiedades físicas del suelo, el frente de mojado puede penetrar en el suelo desde unas pocas pulgadas hasta varios pies (Hillel, 1980).

La *tasa de infiltración* f , que se expresa en pulgadas por hora o centímetros por hora, es la tasa a la cual el agua entra al suelo en la superficie. Si el agua se encharca en la superficie, la infiltración ocurre a la *tasa de infiltración potencial*. Si la tasa de suministro de agua en la superficie, por ejemplo por lluvia, es menor que la tasa de infiltración potencial, entonces la tasa de infiltración real también será menor que la tasa potencial. La mayor parte de las ecuaciones de infiltración describen la tasa potencial. La *infiltración acumulada* F es la profundidad

$$F(t) = \int f(\tau) d\tau \quad (1.63)$$

acumulada de agua infiltrada dentro de un periodo dado y es igual a la integral de la tasa de infiltración en ese periodo:

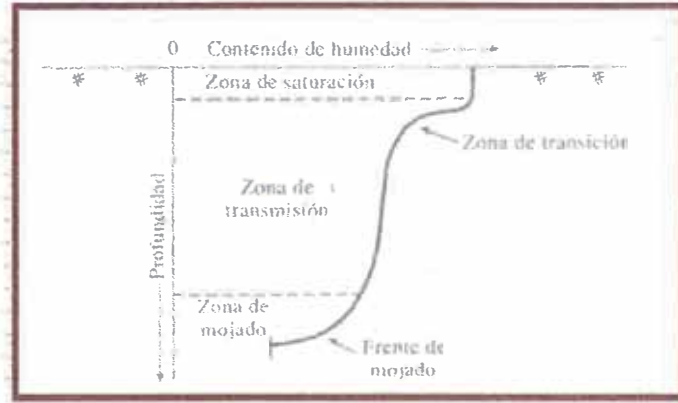


FIGURA 1.13 Zonas de humedad durante la infiltración

donde τ es una variable auxiliar de tiempo en la integración. A la inversa, la tasa de infiltración es la derivada temporal de la infiltración acumulada:

$$f(t) = \frac{dF(t)}{dt} \quad (1.64)$$

1.4.4 Metodo de Green-Ampt

Una aproximación alternativa es desarrollar una teoría física más aproximada que tenga una solución analítica exacta. Green y Ampt (1911) propusieron el esquema simplificado para infiltración que se muestra en la figura 1.14. El frente de mojado es una frontera brusca que divide el suelo con contenido de humedad θ_i debajo del suelo saturado con contenido de humedad η arriba. El frente de mojado ha penetrado hasta una profundidad L desde el momento t en que la infiltración empieza. El agua se encharca en la superficie hasta una pequeña profundidad h_0 .

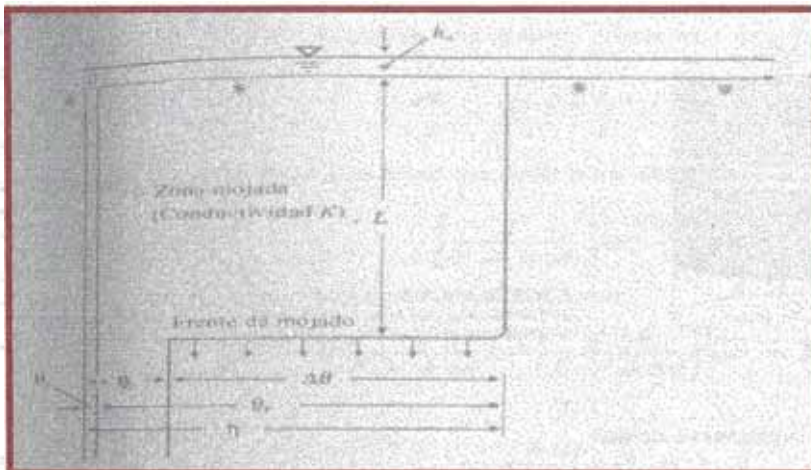


FIGURA 1.14 Variables en el modelo de infiltración de Green-Ampt.

El eje vertical es la distancia desde la superficie del suelo, el eje horizontal es el contenido de humedad en el suelo.

1.4.4.1. CONTINUIDAD

Considérese una columna vertical de suelo de sección transversal horizontal de área unitaria (véase la figura 1.15) y un volumen de control definido alrededor del suelo mojado entre la superficie y la profundidad L . Si el suelo tenía un contenido de humedad inicial θ_i a través de toda su longitud, el contenido de humedad se incrementará desde θ_i hasta η (la porosidad) a medida que el frente de mojado pasa. El contenido de humedad θ es la relación entre el volumen de agua y el volumen total dentro de la superficie de control, luego el incremento de agua almacenada dentro del volumen de control como resultado de la infiltración es $L(\eta - \theta_i)$ para una sección transversal unitaria. Por definición, esta cantidad es igual a F , la profundidad acumulada de agua infiltrada en el suelo. Luego

$$\begin{aligned} F(t) &= L(\eta - \theta_i) \\ &= L\Delta\theta \end{aligned} \quad (1.65)$$

donde $\Delta\theta = \eta - \theta_i$

1.4.4.2. MOMENTUM

La ley de Darcy puede expresarse como

$$q = -K \frac{\partial h}{\partial z} \quad (1.66)$$

En este caso el campo de flujo de Darcy q es constante a través de toda la profundidad y es igual a $-f$, debido a que q es positivo hacia arriba mientras f es positivo hacia abajo. Si los

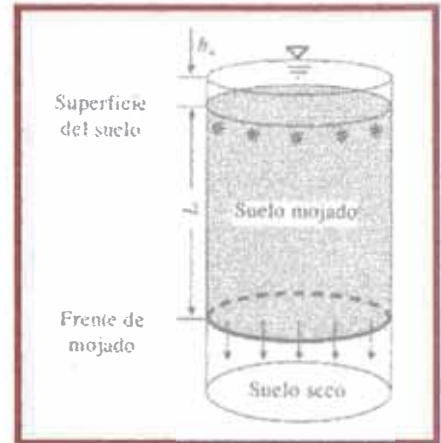


FIGURA 1.15 Infiltración en una columna de suelo de área transversal unitaria para el modelo de Green-Ampt.

puntos 1 y 2 se localizan, respectivamente, en la superficie del terreno y justo en el lado seco del frente de mojado, (ec. 1.66) puede aproximarse por

$$f = K \left[\frac{h_1 - h_2}{z_1 - z_2} \right] \quad (1.67)$$

La cabeza h_1 en la superficie es igual a la profundidad de encharcamiento h_0 . La cabeza h_2 , en el suelo seco por debajo del frente de mojado, es igual a $-\psi-L$. Luego, la ley de Darcy para este sistema se escribe

$$\begin{aligned} f &= K \left[h_0 - \frac{(-\psi - L)}{L} \right] \\ &= K \left[\frac{\psi + L}{L} \right] \end{aligned} \quad (1.68)$$

si la profundidad de encharcamiento h_0 es muy pequeña comparada con Ψ y L . Esta suposición usualmente es apropiada para problemas de hidrología de aguas superficiales, debido a que se supone que el agua encharcada se vuelve escorrentía superficial. Más adelante se mostrará cómo tener en cuenta h_0 si no es despreciable.

De (1.65) la profundidad del frente de mojado es $L = F / \Delta\theta$, y suponiendo $h_0 = 0$, la sustitución en (1.68) da

$$f = K \left[\frac{\psi \Delta\theta + F}{F} \right] \quad (1.69)$$

Como

Como $f = dF/dt$, (ec. 1.59) puede expresarse como una ecuación diferencial con una incógnita F :

$$\frac{dF}{dt} = K \left[\frac{\psi \Delta\theta + F}{F} \right]$$

Para calcular F , se hace producto cruzado para obtener

$$\left[\frac{F}{F + \psi\Delta\theta} \right] dF = K dt$$

luego se divide el lado izquierda en dos partes

$$\left[\left(\frac{F + \psi\Delta\theta}{F + \psi\Delta\theta} \right) - \left(\frac{\psi\Delta\theta}{F + \psi\Delta\theta} \right) \right] dF = K dt$$

y se integra

$$\int_0^{F(t)} \left(1 - \frac{\psi\Delta\theta}{F + \psi\Delta\theta} \right) dF = \int_0^t K dt$$

para obtener

$$F(t) - \psi\Delta\theta \{ \ln[F(t) + \psi\Delta\theta] - \ln(\psi\Delta\theta) \} = Kt$$

o

$$F(t) - \psi\Delta\theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi\Delta\theta} \right) = Kt \quad (1.70)$$

Esta última es la *ecuación de Green-Ampt* para infiltración acumulada. Una vez que F ha sido calculada en la ecuación (ec. 1.70), la tasa de infiltración f puede obtenerse de (ec.1.69) o

$$f(t) = K \left(\frac{\psi\Delta\theta}{F} + 1 \right) \quad (1.71)$$

En el caso cuando la profundidad de encharcamiento h_0 no es despreciable, el valor de $\Psi - h_0$ se sustituye por Ψ en (ec. 1.70) y (ec. 1.71).

La ecuación (1.70) es no lineal para F . Puede resolverse mediante el *método de sustituciones sucesivas* reordenando (ec. 1.70) para obtener

$$F(t) = Kt + \psi\Delta\theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi\Delta\theta} \right) \quad (1.72)$$

Dados K , t , Ψ y $\Delta\theta$, se sustituye un valor de prueba para F en la parte derecha de la ecuación (un buen valor de prueba es $F = Kt$), para calcular un nuevo valor de F en la izquierda,

el cual se sustituye como valor de prueba en la parte derecha de ecuación, y así sucesivamente hasta que los valores calculados de F converjan a una constante. El valor de la infiltración acumulada F se sustituye en (ec. 1.71) para determinar la correspondiente tasa de infiltración potencial f .

La ecuación (ec. 1.70) también puede resolverse mediante el *método de iteraciones de Newton*, que es más complicado que el método de las sustituciones sucesivas pero converge en menos iteraciones.

1.4.4.3. PARÁMETROS DE GREEN-AMPT

La aplicación del modelo de Green-Ampt requiere estimaciones de la conductividad hidráulica K , de la porosidad η y de la cabeza de succión de suelo en el frente de mojado Ψ . La variación de la cabeza de succión y de la conductividad hidráulica con el contenido de humedad θ fue estudiada por Brooks y Corey (1964). Ellos concluyeron, después de probar en el laboratorio muchos suelos, que Ψ puede expresarse como una función logarítmica de una *saturación efectiva S_e* . Si se denomina como θ_r el contenido residual de humedad de suelo después de que se ha drenado completamente, la saturación efectiva es la relación entre la humedad disponible $\theta - \theta_r$, y el máximo contenido de humedad posible $\eta - \theta_r$

$$s_e = \frac{\theta - \theta_r}{\eta - \theta_r} \quad (1.73)$$

donde $\eta - \theta_r$ es la *porosidad efectiva θ_e* .

La saturación efectiva está contenida en el rango $0 \leq S_e \leq 1.0$ siempre que $\theta_r \leq \theta \leq \eta$. Para la condición inicial, cuando $\theta = \theta_r$, el producto cruzado en ec.1.73 resulta en $\theta_i - \theta_r = S_e \theta_e$ y el cambio en el contenido de humedad cuando pasa el frente de mojado es $\Delta\theta = \eta - \theta_i = \eta - (S_e \theta_e + \theta_r)$, por consiguiente

$$\Delta\theta = (1 - S_e)\theta_e \quad (1.74)$$

1.a relación logarítmica puede expresarse mediante la ecuación de Brooks-Corey

$$S_e = \left[\frac{\psi_b}{\psi} \right]^\lambda \quad (1.75)$$

en el cual ψ_b y λ son constantes que se obtienen mediante el secado de suelo por etapas, midiendo los valores de S_e , y ψ en cada una de estas etapas y ajustando (ec. 1.75) a los resultados encontrados.

Bouwer (1966) también estudió la variación de la conductividad hidráulica con el contenido de humedad y concluyó que la conductividad hidráulica efectiva para un flujo no saturado es aproximadamente la mitad del valor correspondiente al flujo saturado

1.4.4.4. MODELO DE GREEN-AMPT DE DOS CAPAS

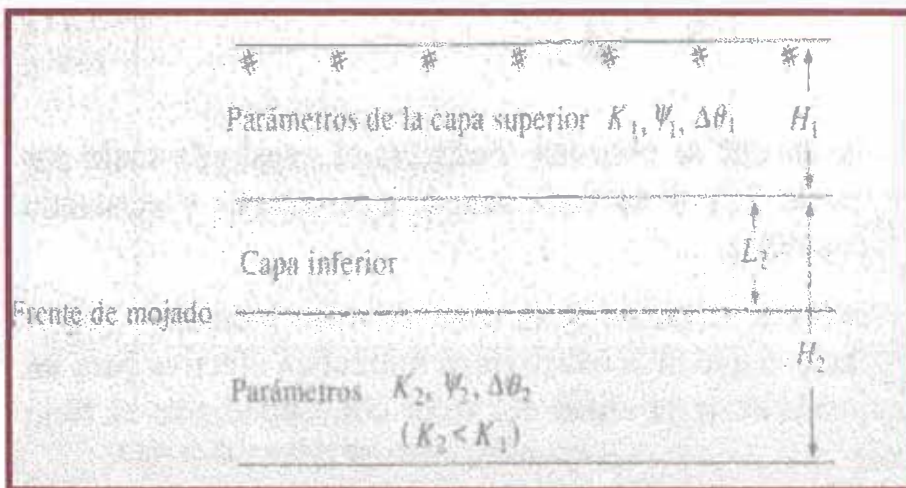


FIGURA 1.16
Parámetros en un modelo
de dos capas de
Green-Ampt.

Considérese un suelo con dos capas, tal como se muestra en la figura 1.16. La capa superior tiene un espesor H_1 , y unos parámetros K_1 , Ψ_1 y $\Delta\theta_1$, de Green-Ampt. y la capa inferior tiene un espesor H_2 y parámetros K_2 , Ψ_2 y $\Delta\theta_2$. El agua se encuentra encharcada en la superficie y el frente de mojado ha penetrado a través de la capa superior a lo largo de una distancia L_2 en la capa inferior ($L_2 < H_2$). Se requiere que $K_1 > K_2$ para que la capa superior permanezca saturada mientras el agua se infiltra en la capa inferior. Utilizando un método similar al descrito

previamente para suelos en una sola capa, puede demostrarse que la tasa de infiltración está dada por

$$f = \frac{K_1 K_2}{H_1 K_2 + L_2 K_1} (\psi_2 + H_1 + L_2) \quad (1.76)$$

y que la infiltración acumulada está dada por

$$F = H_1 \Delta\theta_1 + L_2 \Delta\theta_2 \quad (1.77)$$

Combinando las ecuaciones (1.76) y (1.77) en una ecuación diferencial para L_2 e integrando, se llega a

$$L_2 \frac{\Delta\theta_2}{K_2} + \frac{1}{K_1 K_2} (\Delta\theta_2 H_1 K_2 - \Delta\theta_2 K_1 (\psi_2 + H_1)) \ln \left[1 + \frac{L_2}{\psi_2 + h_1} \right] = t \quad (1.78)$$

con la cual la infiltración acumulada y la tasa de infiltración pueden determinarse. Este análisis se emplea cuando una capa superior de suelo más permeable se superpone a una capa inferior menos permeable. Las ecuaciones normales de Green-Ampt se utilizan mientras el frente de mojado está en la capa superior; (1.76) a (1.78) se utilizan una vez que el frente de mojado entra en la capa inferior.

TABLA 1.3: Parámetros de infiltración de Green-Ampt para varias clases de suelos

Clase de suelo	Porosidad η	Porosidad Efectiva θ_e	Cabeza de succión en el frente mojado $\psi(\text{cm})$	Conductividad Hidraulica K(cm/h)
Arena	0.437 (0.374-0.500)	0.417 (0.354-0.480)	4.95 (0.97-25.36)	11.78
Arena margosa	0.437 (0.363-.506)	0.401 (0.329-0.473)	6.13 (1.35-27.94)	6.13
Marga arenosa	0.453 (0.351-0.555)	0.412 (0.283-0.541)	11.01 (2.67-45.47)	1.09
Marga	0.463 (0.375-0.551)	0.434 (0.334-0.534)	8.89 (1.33-59.38)	0.34
Marga limosa	0.501 (0.420-0.582)	0.486 (0.394-0.578)	16.68 (2.9295.39)	0.65
Marga arenoarcillosa	0.398 (0.332-0.464)	0.330 (0.235-0.425)	21.85 (4.42-108.0)	0.15
Marga arcillosa	0.464 (0.409-0.519)	0.309 (0.279-0.501)	20.88 (4.79-91.10)	0.10
Marga limo-arcillosa	0.471 (0.418-0.524)	0.432 (0.347-0.517)	27.30 (5.67-131.50)	0.10
Arcilla arenosa	0.430 (0.370-0.490)	0.321 (0.207-0.435)	23.90 (4.08-140.2)	0.06
Arcilla limosa	0.479 (0.425-0.533)	0.423 (0.334-0.512)	29.22 (6.13-139.4)	0.05
Arcilla	0.475 (0.427-0.523)	0.385 (0.269-0.501)	31.63 (6.39-156.5)	0.03

Los números entre paréntesis debajo de cada parámetro son una desviación estándar alrededor del valor del parámetro dado. Fuente: Rawls, Brakensiek y Miller, 1983.

1.4.5. Flujo subsuperficial

El flujo superficial hortoniano raramente ocurre en superficies con vegetación en regiones húmedas (Freeze, 1972-1974; Dunne, Moore y Taylor, 1975). Bajo estas condiciones, la capacidad de infiltración del suelo excede las intensidades de lluvia observadas para todos los casos con excepción de las lluvias extremas. En tal caso el flujo sub. superficial se convierte en el mecanismo primordial del transporte de agua lluvia hacia las corrientes. El proceso de flujo sub superficial se ilustra en la figura 1.17, con base en los resultados. de simulaciones numéricas hechas por Freeze (1974). La parte a) muestra una sección transversal idealizada de un drenaje

cuesta abajo en una colina hacia una corriente. Antes de la lluvia, la superficie de la corriente se encuentra en equilibrio con el nivel freático y no ocurre flujo sub superficial saturado. De la parte b) a la d) se muestra cómo se desarrolla un patrón de filtración debida a la lluvia en la superficie *DE*, el cual sirve para aumentar el nivel freático e) hasta que cesa el flujo de entrada ($t = 277$ min), después del cual el nivel freático empieza a "declinar f. Toda la lluvia se infiltra a lo largo de la superficie *DE* hasta que $t = 84$ min., cuando el suelo se satura por primera vez en *D*: a medida que el tiempo pasa, disminuye la infiltración a lo largo de *DE* ya que progresivamente se satura más superficie g) El flujo total de salida h) se compone en parte por flujo subterráneo saturado que contribuye directamente a la corriente y en parte por flujo subsuperficial no saturado que se filtra cuesta abajo por encima del nivel freático.

Las velocidades del flujo subsuperficial son normalmente tan bajas que por si solo no puede contribuir en forma significativa a transmitir la precipitación directamente al flujo de la corriente, excepto bajo circunstancias especiales en que la conductividad hidráulica del suelo es muy alta (Pearce, Stewart y Sklash, 1 986). Sin embargo, Moseley (1979) sugirió que el flujo a través de las raíces en un terreno boscoso suele ser más rápido que el flujo a través de la masa de suelo .adyacente

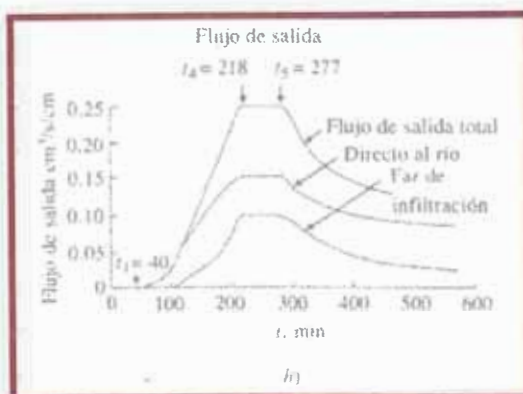
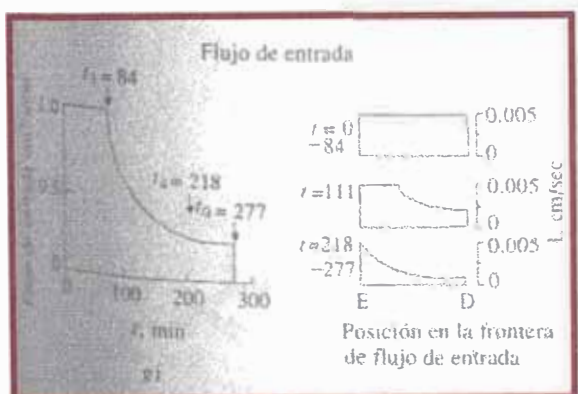
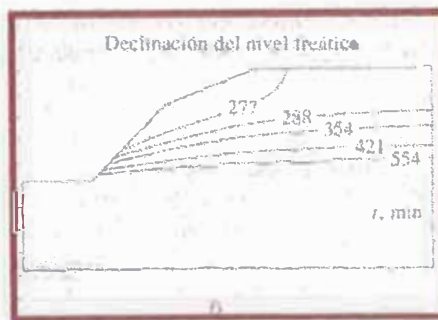
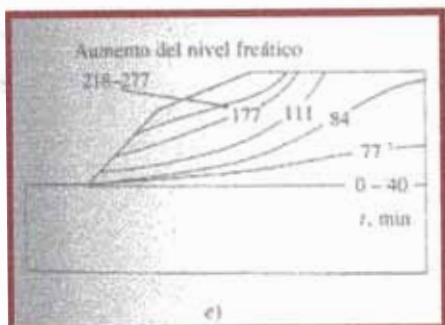
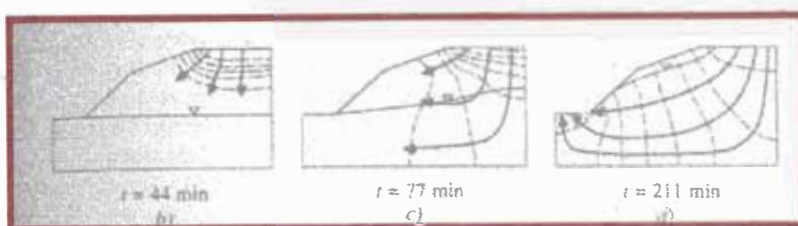


Figura 1.17: Proceso de flujo Subsuperficial

CAPITULO II

SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES Y DE CONTROL DEL NIVEL FREÁTICO

2.1.- IMPORTANCIA DE UN PLAN DE DEFENSA CONTRA INUNDACIONES

Los desastres ocasionados por las inundaciones son conocidos desde años atrás, sin embargo a pesar del desarrollo de la tecnología moderna los problemas ocasionados no están del todo resueltos. El Perú por su configuración orográfica que determina una fisiografía muy accidentada está propensa a sufrir inundaciones, en épocas pasadas el conocimiento de la magnitud de los daños fue menguado por la falta de comunicación oportuna o por la lejanía de algunas zonas; además del menor desarrollo del país determinaba un menor volumen de daños.

El crecimiento desordenado de las ciudades que se han construidos improvisadamente y sin una planificación razonable, ha significado exponer sectores importantes de las ciudades a inundaciones, también se han visto perjudicados sistemas viales, áreas agrícolas. Los daños ocasionados no solo han significado pérdidas sino que han exigido inmediatas e importantes inversiones.

En nuestro medio la escasez de recursos económicos y el régimen irregular de los sistemas hidrográficos hace económicamente injustificable y físicamente imposible proveer de medidas de control a todas las zonas sujetas a inundaciones, la frecuencia con la que ocurre las inundaciones y el crecimiento de los daños producidos nos conducen a la búsqueda de soluciones para al menos, reducir los efectos destructivos que se ocasionan.

Aunque no se puede predecir cuando ocurriera una inundación, si se puede en cambio en base a los hechos históricos y observaciones locales, establecer la magnitud probable de las mismas y tomar las precauciones necesarias para mitigar su efecto.

Para evitar o disminuir los daños causados por las inundaciones es conveniente realizar una planificación de uso de las zonas sujetas a inundaciones, hay que adaptar la actividad del hombre y los recursos económicos disponibles al régimen de corrientes, si fuera necesario se debería imponer restricciones al desarrollo de las zonas de inundación.

El fundamento principal de la planificación esta en poder reconocer el potencial de una avenida y el peligro que esta trae consigo dentro de las áreas inundables. Para ello se requiere datos básicos sobre el régimen de corrientes.

El plan de defensa contra inundaciones debe ser estructurado de tal manera que las soluciones dadas sean mutuamente armoniosas, técnicas y económicamente se pueda llevar a cabo satisfactoriamente las funciones a las cuales apunta el plan..

2.1.1 .- Plan de Defensa contra InundacionesZ

Un plan de defensa requiere del estudio de aspectos técnicos, económicos, sociales y políticos-administrativos, dentro del aspecto técnico hay que considerar los diversos factores que dan origen a las inundaciones, estos factores son materia de estudio de varias disciplinas como meteorología, hidrológica, geología, hidráulica, etc.

En los aspectos económicos y sociales se requiere de una evaluación económica beneficio-costos.

En los aspectos políticos-administrativos, la mejor forma de disminuir los daños causados, es establecer planes que formen parte del plan integral a nivel regional y nacional.

Los objetivos de un plan de defensa se puede resumir de la siguiente manera:

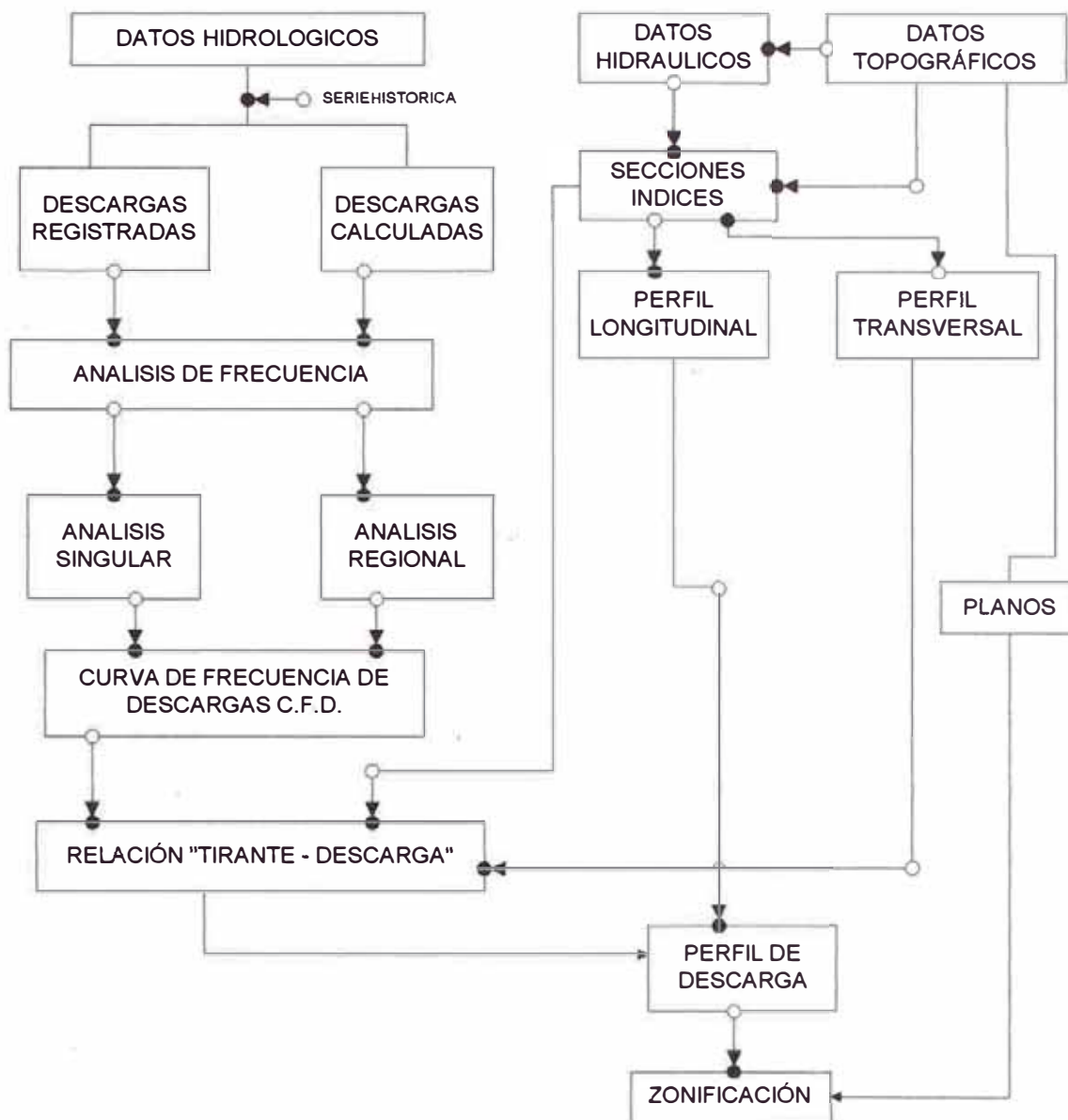
Determinar puntos básicos concernientes a las defensas.

Lograr la armonía entre el plan de defensa contra inundaciones y los planes que tenga para dicho río como podrían ser; utilización del agua, canalización, conservación del medio ambiente, etc.

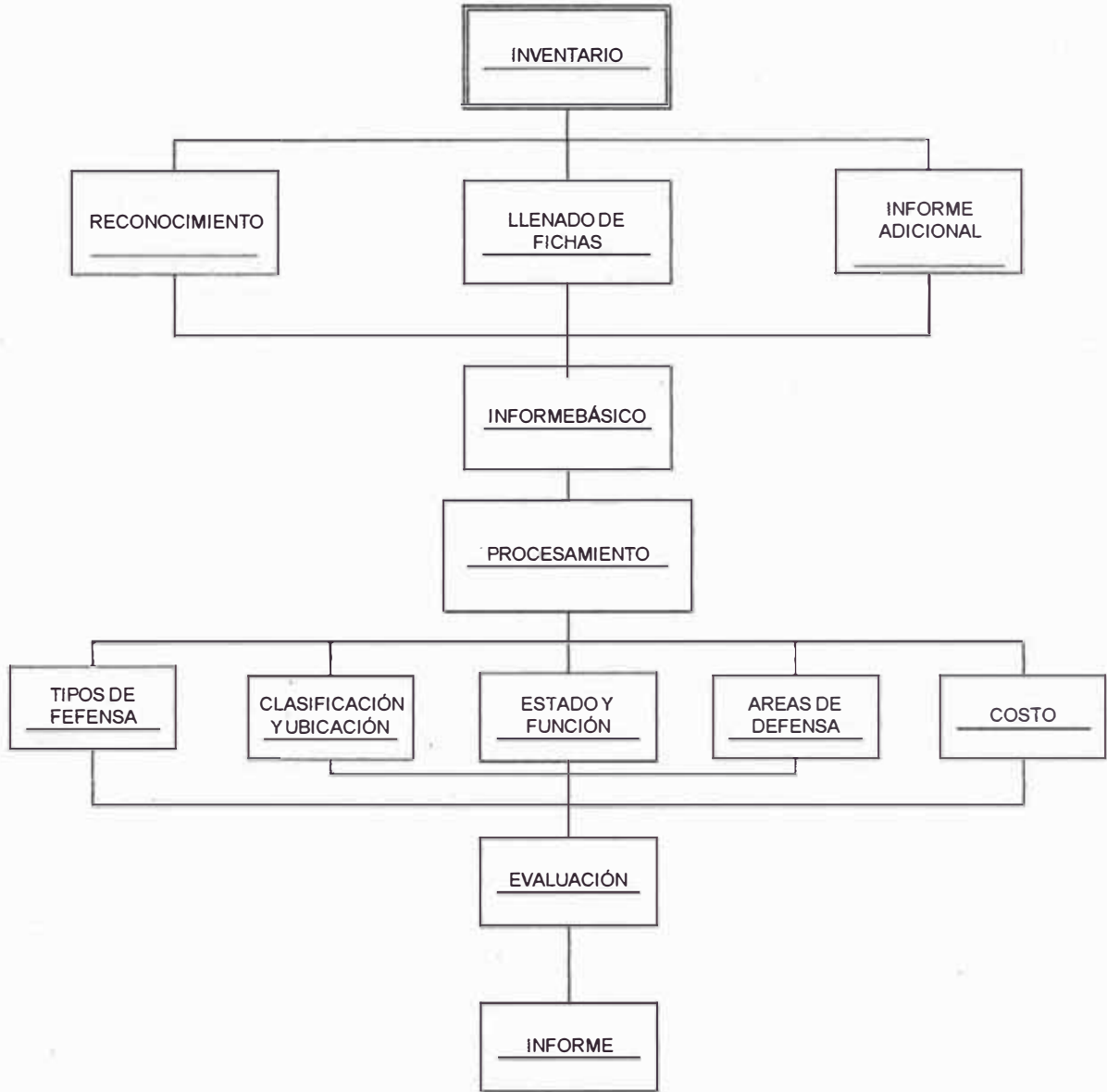
Pronosticar los modos de ocurrencia de una inundación y los daños causados por esta.

Obtener finalmente un plan que disipe los más posible los daños causados dentro de las posibilidades.

2.1.2.- ESQUEMA I : Proceso de Zonificación de Áreas de Inundación



2.1.3.- ESQUEMA II : Proceso para la Evaluación del Tipo del Defensa contra inundaciones



2.2 .- ACCIONES FRENTE A LAS AVENIDAS.

Analizando la historia natural de una avenida y de la consiguiente inundación, las actuaciones para prevenir y reducir en la medida de lo posible los daños que producen, se pueden clasificar de la siguiente forma:

2.2.1 Acciones Estructurales.- Actuaciones para interferir en los fenómenos de formación de las avenidas:

- 1 Conservación de suelos y corrección de cuencas
- 2 Embalse de laminación y regulación
- 3 Obras en cauces (Protección, encauzamiento, diques, etc)

2.2.2 Acciones no estructurales.- Actuaciones para impedir o reducir los daños producidos por las inundaciones:

- 1.- Elaboración de mapas de riesgo
- 2.- Zonificación de las áreas de inundación
- 3.- Sistema de seguros
- 4.- Regulación legal general

2.2.3 Acciones para prevenir.- , y así poder reducir, los daños producidos por las inundaciones.

- 1.- Sistemas de alarma y previsión de avenidas
- 2.- Planes de Protección Civil

La experiencia mundial y propia nos muestra que los daños producidos por las inundaciones continúan aumentando, y ello es debido a que la aplicación exclusiva de actuaciones estructurales no es suficiente para disminuir los riesgos. Es necesario el implantar soluciones de tipo no-estructural para disminuir la presión y la ocupación de las zonas inundables, ya que este tipo de medidas son muy efectivas. Así, la Oficina de Coordinación de las Naciones Unidas para el socorro en casos de desastre (UNDRO), en el tema de inundaciones llega a las siguientes conclusiones generales:

Los desastres naturales y entre ellos las inundaciones, constituyen un obstáculo para el desarrollo económico y social, ya que en muchos países en desarrollo las pérdidas causadas han anulado el crecimiento económico.

La mayoría de los desastres naturales pueden prevenirse.

Las medidas preventivas más fundamentales son al mismo tiempo las menos costosas, ya que con excesiva frecuencia las actuaciones frente a las avenidas sólo son parcialmente efectivas por no haberse incluido en el proceso la planificación del medio físico.

La base técnica de este tipo de soluciones es la elaboración de mapas de riesgo, en los que se delimitan las líneas de las avenidas de 100 y 500 años, y se estudian las condiciones y características hidráulicas del flujo. Surge así, el concepto de zonificación que consiste en regular la ocupación de las márgenes de los ríos estableciendo diversas zonas en las que se prohíben o restringen los usos del suelo para actividades urbanas, industriales, agrícolas, y para el trazado de las vías de comunicación.

Sin embargo en la práctica la implantación de zonificaciones en las márgenes de los ríos presenta dificultades muy importantes que pueden ser debidas principalmente a los siguientes factores:

- 1.- Características de las avenidas y de las inundaciones: ocasionalidad, evaluación, incertidumbres, etc..
- 2.- Incompatibilidad con el desarrollo urbano e industrial en zonas con grandes presiones de la demanda. Afecciones a grandes zonas de suelo.
- 3.- Necesidad de elaborar una formulación integral, con una importante coordinación entre diversos organismos de las administraciones públicas.

2.3 .- ZONIFICACIÓN

Se puede establecer una zonificación con referencia a las avenidas de los 100 y 500 años. Siguiendo este esquema se podrían establecer las siguientes zonas:

2.3.1.- Zona con Prohibición Total .- Es la zona por la que circula el agua en las máximas avenidas normales, y se corresponde con la definida mediante el concepto de cauce público y la zona de policía. En ella no se permitiría ningún tipo de edificación ni actividad.

2.3.2.- Zona con Restricciones de los Usos del Suelo.- Es la zona con mayores afecciones por las avenidas, y su límite se definiría por la avenida de 100 años de período de retorno. En ella se establecerían restricciones importantes de los usos del suelo, y en función de los valores de los calados y velocidades y de las obstrucciones del flujo, se planificarían las características y densidades de las edificaciones, estableciendo un reglamento para las construcciones (niveles de los pisos, cimentaciones, tipología estructural, ese.).

2.3.3.- Zona con Restricciones Parciales de los Usos del Suelo.- Es la zona que puede ser afectada por las avenidas máximas extraordinarias, y su límite se definiría por la avenida de 500 años de período de retorno. En ella las restricciones de los usos del suelo serían menos limitativas, permitiéndose mayores densidades, y características de las edificaciones menos estrictas, con continuidad con los límites de la zona anterior de los 100 años. Alternativamente podrían ser zonas sin apenas restricciones y con unas normas generales de construcción, avisándose en todos los casos de los peligros que pueden suponer las inundaciones.

En cualquier caso es muy importante que junto con estas zonificaciones, y teniendo en cuenta que el objetivo final es el de reducir los daños producidos por las inundaciones, se implanten también sistemas de seguros, normativa de concesión de hipotecas, planes de adquisición pública de zonas inundables, etc..

Evidentemente en nuestro país, es imposible emprender esta problemática de la zonificación de manera conjunta y simultánea, sino que para que sea viable debería de iniciarse en las áreas que presentan riesgos máximos de inundaciones.

La actuación no-estructural, última pero de suma importancia dentro de esta cadena de medidas para hacer frente y disminuir los daños que producen las inundaciones son los Planes de Protección Civil, por lo que se debe elaborar una zonificación de riesgos basadas en las siguientes:

Zonas de RIESGO MÁXIMO. Son aquellas en que las avenidas de 50 años, 100 años o 500 años producen graves riesgos a núcleos de población importantes. También se considerarán de riesgo máximo las que la avenida de 50 años produce impacto a viviendas aisladas, o daños importantes a instalaciones comerciales o industriales y/o a los servicios básicos.

Zonas de RIESGO SIGNIFICATIVO. Son aquellas en que la avenida de 100 años produce impactos en viviendas aisladas y las avenidas de 100 0 500 años, daños significativos a instalaciones comerciales o industriales, y/o a los servicios básicos.

Zonas de RIESGO BAJO. Son aquellas en que la avenida de 500 años puede producir impactos en viviendas aisladas, o en las que las avenidas consideradas (50, 100 y 500 años) producen daños pequeños a instalaciones comerciales o industriales y/o a los servicios básicos.

Asimismo, en las zonas de riesgo máximo con afecciones importantes a núcleos urbanos para las avenidas de 50, 100 y 500 años, y a efectos de emergencias para las poblaciones se podrán diferenciar las siguientes sub.-clasificaciones:

Zonas de RIESGO MÁXIMO FRECUENTE. Son aquellas en que la avenida de 50 años afecta a núcleos urbanos.

Zonas de RIESGO MÁXIMO OCASIONAL. Son aquellas en que la avenida de 100 años afecta a núcleos urbanos.

Zonas de RIESGO MÁXIMO EXCEPCIONAL. Son aquellas en que la avenida de 500 años afecta a núcleos urbanos.

2.4 CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA SISTEMATIZACIÓN DE RÍOS

Los ríos naturales en su estado primitivo generalmente presentan aspecto salvaje a veces se dividen en varios brazos y el curso de la corriente es irregular y ataca las márgenes. Las condiciones desfavorables de sus curvas y sus numerosas islotas perturbando sobre toda en las crecidas, la buena marcha del agua y muchas veces tienen por consecuencia la inundación de

todo el terreno del valle, además, la escorrentía desordenada provoca una perturbación del transporte de los acarrees, lo que todavía aumenta el desorden en el lecho del río.

La sistematización fluvial tiene por objeto la ordenación de los cauces. Hasta qué punto haya que llevar a cabo esta ordenación, dependerá de las condiciones especiales del río siempre hay que procurar reunir las aguas del río en un lecho único irregular (corrección), mejorando al mismo tiempo las curvas de radios desfavorables (rectificación del lecho). Con la corrección y rectificación del lecho se toman medidas para la protección contra los daños de las crecidas.

Una vez realizada la ordenación del río, el agua y los acarrees siguen regularmente su curso sin producir daños; las orillas y el fondo quedan asegurados, y por la regular pueden aprovecharse anchas superficies del valle que antes solían ser desbastadas por el río.

Los trabajos para la sistematización del río se realizan avanzando en dirección aguas arriba; al mismo tiempo se construyen las obras indispensables para la sistematización de los torrentes que desembocan en el río.

Las obras fluviales sirven, como ya se ha mencionado, para la protección del valle contra los daños de las crecidas. Esta protección no se puede conseguir satisfactoriamente sólo por medidas fluviales. Es indispensable el establecimiento de una economía de aguas planificadas; al efecto se retienen en embalses las aguas de las crecidas en su origen, y más tarde se vierte al río en forma inofensiva.

Según la finalidad perseguida y la naturaleza del terreno en el valle y el río, se utilizan diferentes materiales y tipos de construcción. Todos los trabajos se organizan de modo que los principales movimientos de tierra se confíen al agua misma; pero como la tierra solo entra en movimientos cuando los caudales exceden del caudal medio, únicamente en una parte relativamente breve del año cabe contar con dicho transporte, y por ello las obras fluviales requieren largo plazo para su total terminación. Cuando más se desee acelerar los trabajos tanto más es necesario ayudar a la labor del agua con rebajos a mano y con maquinas y por consiguiente, tanto más caros suelen resultar los trabajos. La época de estiaje, en que no hay movimientos de acarrees, se aprovecha para afianzar las márgenes y las sedimentaciones ya

logradas, y para reforzar las construcciones existentes y establecer otras que actuarán en las próximas crecidas.

2.4.1.- Materiales y Elementos empleados en las Obras Fluviales:

Los materiales utilizados en las obras fluviales son en su mayor parte, típicos de las mismas, ya que raras veces o nunca se emplea para otras construcciones. Suelen proceder de las cercanías de las obras, a fin de reducir al mínimo los gastos de transporte, que tienen singular importancia por las grandes cantidades que de ellos deben ser trasladados; pero también es preciso que los materiales sean apropiados para dichas obras; así como otras construcciones se ejecutan con elementos rígidos, en las obras fluviales, por lo menos al principio, se requiere elasticidad y cierta variación a la adaptación a las variaciones del lecho.

En obras fluviales, además de materiales inertes se emplean en gran escala, elementos vivos, con poder vegetativo, que al arraigar consolidan las obras con sus raíces, así como con sus ramas reducen la corriente en la zona de la obra. La utilización de materiales vivos ha tenido mucho éxito en los Alpes.

La piedra se emplea en abundancia para escolleras, empedrados y pavimentaciones; sirven para estas obras todas aquellas piedras capaces de resistir a los agentes atmosféricos y la acción del agua. Se prefieren especialmente calidades de piedras de elevado peso específico, en fragmentos de 0.30 a 0.50m de diámetro.

Donde la obtención de la piedra es difícil, como en algunos terrenos de llanura, se emplea el concreto en las formas más variadas, principalmente en piezas premoldeadas. Las piedras naturales si imitan con concreto usando moldes cúbicos de aproximadamente 1 metro de lado, en los que se apisona el concreto interponiendo hojas de cartón.

Para el revestimiento de taludes con césped de siembra éstos o se revisten con tepes. Se calcula para la siembra de 50 Kg de semilla por hectárea. Los tepes o gallones se arrancan de los prados en forma de panes cuadrados, de 0.30 a 0.33 metros de lado y de 0.08 a 0.15 metros de grueso. Además de los materiales indicados se emplea también el hierro, en las formas más diversas, especialmente en forma de tela metálica.

Las escolleras o enrocados, se obtiene vertiendo simplemente piedras naturales o artificiales y regularizando la superficie mediante palancas, tanto como el agua lo permita. No es posible lograr así la forma de sección proyectada, y el consumo de la piedra es superior al que corresponde al volumen deducidos de los planos. La escollera sirve de base o cimiento a las obras fluviales o de la defensa contra la socavación.

El empedrado suele ejecutarse en con espesores entre 0.30 y 0.60 metros, y sirve para proteger eficazmente contra la erosión del suelo que reviste. Se construye a hueso o con mortero; en ambos casos sobre una capa de acarreo o grava. Las piedras se desbastan y se colocan de modo que formen una superficie casi plana. No conviene que queden juntas continuas en la dirección de la corriente. Los huecos que dejan las piedras se acuan desde el interior con fragmentos cuneiformes y con musgo. El empedrado en seco se destruye rápidamente cuando en un punto cualquiera una piedra se afloja y es arrancada por la corriente. Un empedrado tiene por lo tanto que asegurarse en sus bordes, sobre todo en las partes que este situado bajo el nivel del agua. En los lugares más amenazados por la corriente las piedras se asientan sobre mortero de cemento. El empedrado puede construirse a una profundidad máxima de 0.30 metros bajo el nivel de estiaje. Los empedrados de toda clase, solo deben ejecutarse cuando ya no sean de temer nuevos asientos de importancia en la obra.

El enrocado vivo se emplea cuando se quiere que los márgenes queden cubiertos por ramas de mimbre colocadas en los intersticios de las piedras y arraigadas en el talud.



Figura 2.1 EMPEDRADOS

La desventaja del enrocado vivo consiste en la notable disminución de sección que produce en cauces estrechos; esta circunstancia hay que tenerla ya en cuenta al proyectar cualquier tipo de obra.

El revestimiento de taludes con concreto se utiliza en caso de faltar piedra en buenas condiciones; aplicándose a márgenes que ya no hayan de sufrir movimientos.

Su ejecución se realiza de manera parecida a la del revestimiento de los taludes en los canales. Pero como en los ríos no quedan excluida la socavación de los taludes, se propone que se haga un anclaje del revestimiento mediante piquetes de concreto armado.

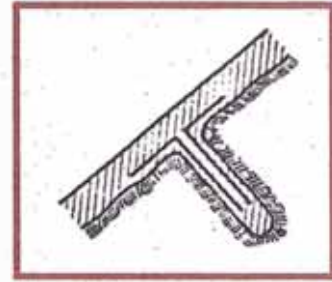


Figura 2.2 Revestimiento

Una desventaja del revestimiento de taludes con concreto consiste en la dificultad que presentan para el desarrollo de vegetación y con ello para el ornato y aspecto estético.

Los arcones de tela metálica y cantos rodados consisten en depósitos de forma rectangular o de canastas de red de alambre, con relleno de cantos rodados y que se cosen con alambre. La tela metálica está hecha con alambre galvanizado de 2 a 4mm. y sus mallas tienen hasta 15 cm. Las dimensiones de los arcones se adaptan a las de la obra. Las dimensiones de estas canastas llegan hasta 6 metros de longitud, 2 metros de ancho y hasta 1.50 metros de alto.

Los cajones de piedra prestan un servicio parecido al de los arcones de tela metálica y cantos rodados; pero en corrientes muy impetuosas, como los torrentes de alta montaña. Consiste en jaulas o cajas de madera rollizas

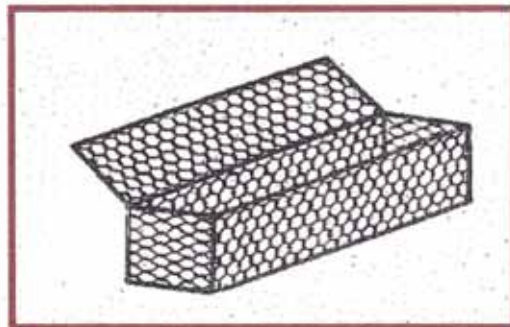


FIGURA 2.3 Arcones de tela metálica

TABLA Nro. 2.1 FUERZA DE ARRASTRE

FUERZA DE ARRASTRE ADMISIBLES	Kg/m²
- Revestimiento de césped (actuación de la corriente durante breve tiempo)	2.0
- Arena gruesa entre zarzos	1.0
- Grava entre zarzos	1.5
- Empedrados, 1:1 de pendiente y 0.30m. de espesor	16.0
- Márgenes consolidados con enfajinados	7.0
- Zarzos paralelos u oblicuos respecto a la dirección de la corriente	5.0
- Mampostería en seco sobre emparillados de madera	60.0
- Muro de concreto con revestimiento de piedras, de 0.60 a 1.40m. de espesor	60.0
- Enfajinados de revestimiento con adoquinado	17.0
- Escolleras de grandes bloques	24.0
- Cajones de piedra	150.0

2.4.2 Obras Fluviales

Las obras empleadas para la regularización de los ríos pueden clasificarse en obras para la defensa de los márgenes, para encauzamientos, para consolidación del curso, construcción de represas y cortas.

2.4.2.1.- DEFENSA DE MÁRGENES.- Las defensas de márgenes para la protección de estas contra socavaciones y destrucciones, y para conservar la línea deseada de las nuevas orillas en formación. Las defensas de márgenes en los tramos rectos son necesarias en ambas orillas; en

las curvas solamente en la orilla exterior. La acción erosiva de la corriente es más pronunciada al pie de los taludes, de ahí que su defensa deba ser allí más sólida que en las partes más altas. El tipo de revestimiento más adecuado en cada sitio depende del valor que alcancen las máximas fuerzas de arrastre que se presentan durante las crecidas, y de las posibilidades que se produzcan notables socavaciones del lecho del río. Si la solera no está aun estabilizada, se emplean defensas flexibles, de piedra o de cestones, que pueden adaptarse a los movimientos del fondo. La obra definitiva se construye con elementos de piedra o de concreto, con plantones en la intersticios, que arraigan y consolidan la obra; En ríos pequeños basta a menudo la defensa con cebs de mimbre, arraigados. En caso que exista un importante transporte de acarreo, como ocurre en los torrentes y arroyos de montaña, se estropean las ramas de mimbre al pie de la orilla, porque los acarreo descortezan los tallos y con ello dificultan o impiden su crecimiento.

Las obras de defensa se construyen en varias épocas sucesivas cuando el fondo no es estable o cuando la línea de la orilla no ha alcanzado todavía la proyectada, es decir, si hay que contar aun con profundizaciones del fondo o si la orilla proyectada queda todavía detrás de la actual. En las orillas de los ríos cuyo fondo tiene tendencias a profundizarse hacia la base de la defensa se puede producir socavaciones; en tal caso la obra para que pueda seguir el movimiento del fondo y acomodarse a él, tiene que ser elástica, de modo que siempre pueda cubrir y proteger la margen e impedir nuevas socavaciones.

Al pie de tales defensas se construye de escolleras, cestones o cajas de tela metálica cargadas con piedra o una combinación de estos últimos medios con enrocados.

Cuando la orilla deseada queda detrás de la existente, se puede evitar el derrumbe de una cantidad excesiva de terreno por medio de acopio de piedras grandes o de cestones. Cuando la orilla llega a la línea prevista, caen las piedras o los cestones y cubren el talud, y la orilla se afianza definitivamente de modo adecuado. A fin de que las piedras no vayan demasiado lejos de la orilla se disponen delante de ellas bloques de concreto. Los cestones van mantenidos en su lugar mediante pilotes oblicuos.

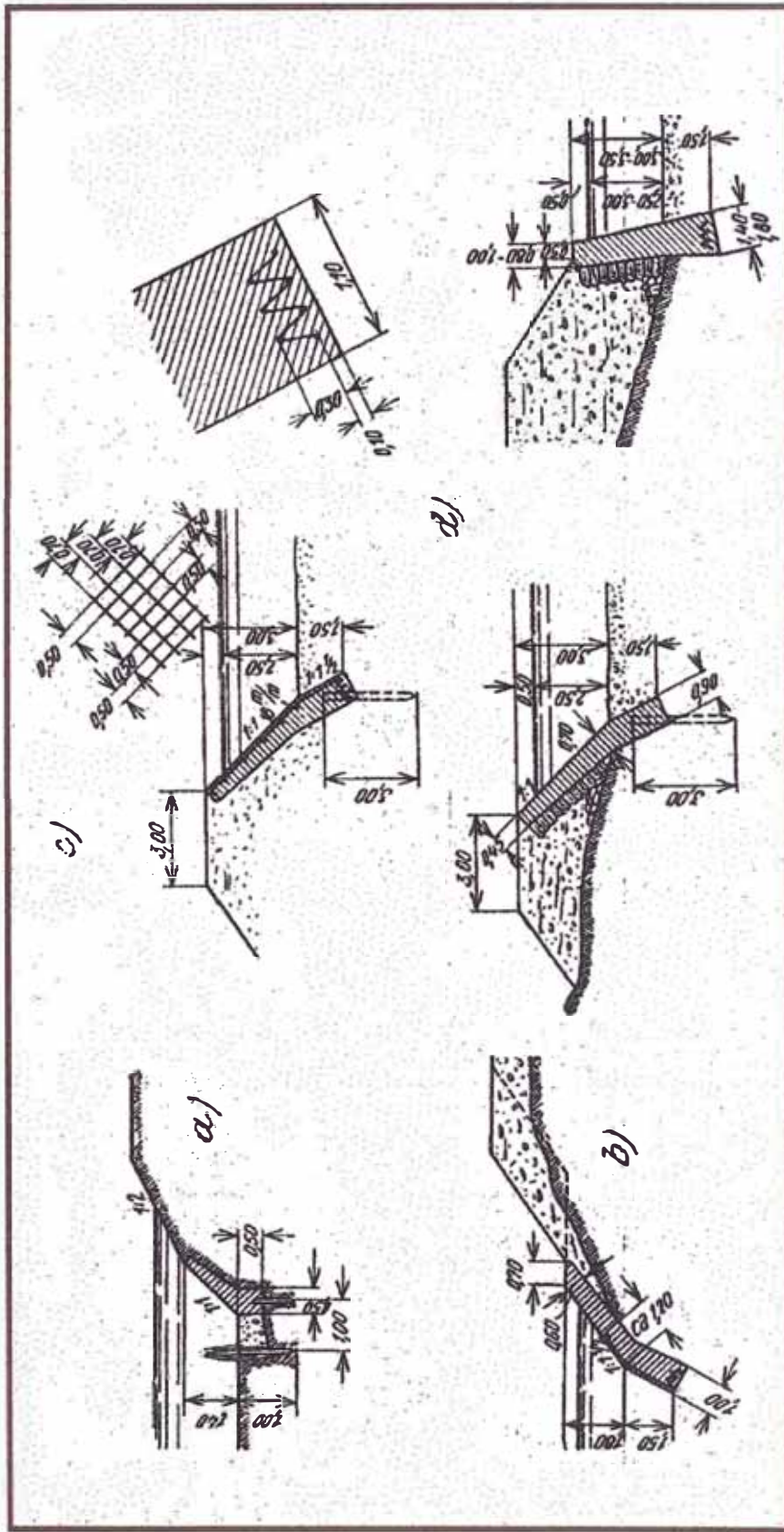


FIGURA 2.4 : Defensas de Márgenes con Concreto Armado y Concreto Ciclópeo

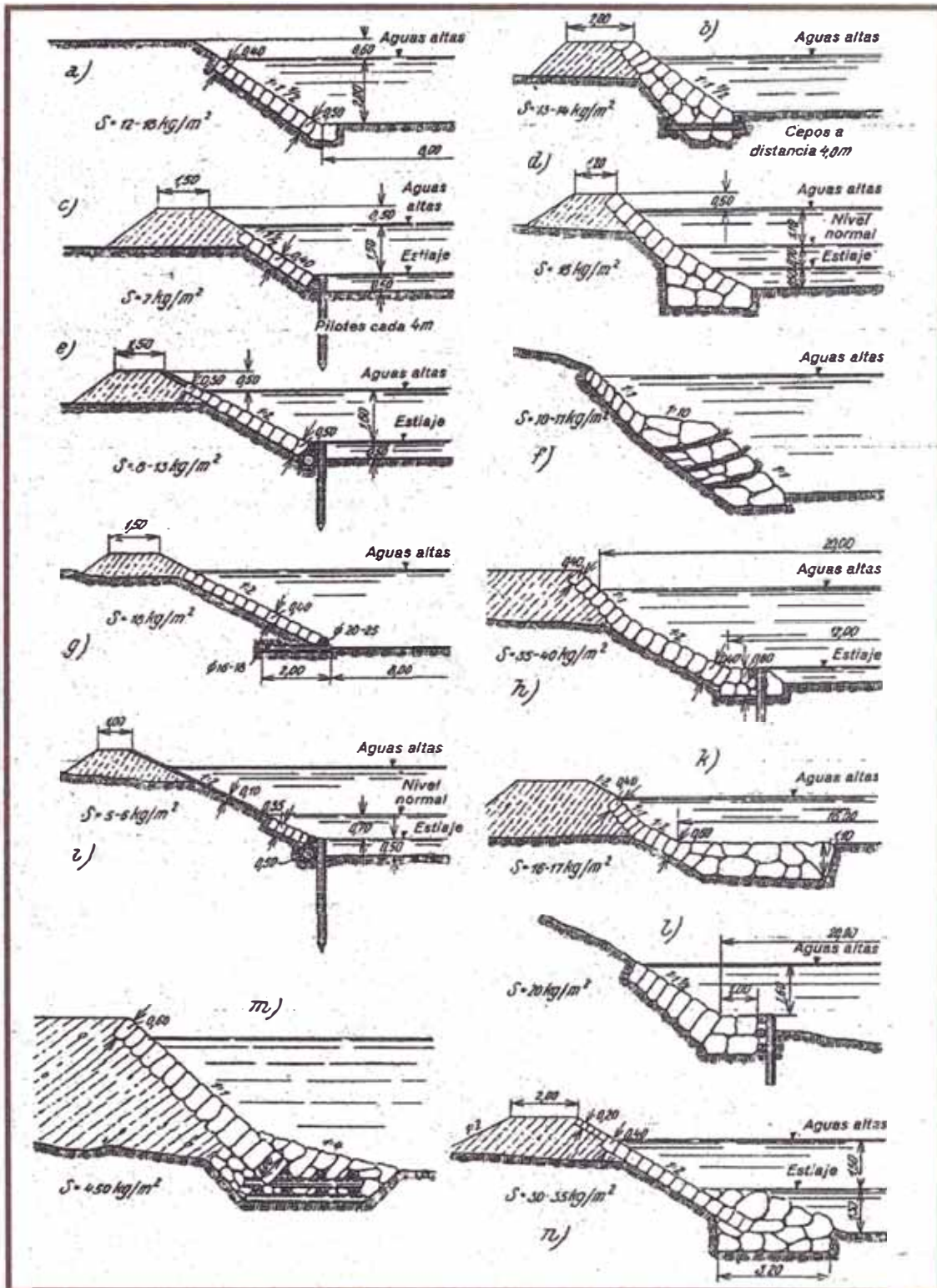


FIGURA 2.5 : Defensas de Márgenes con Empedrados

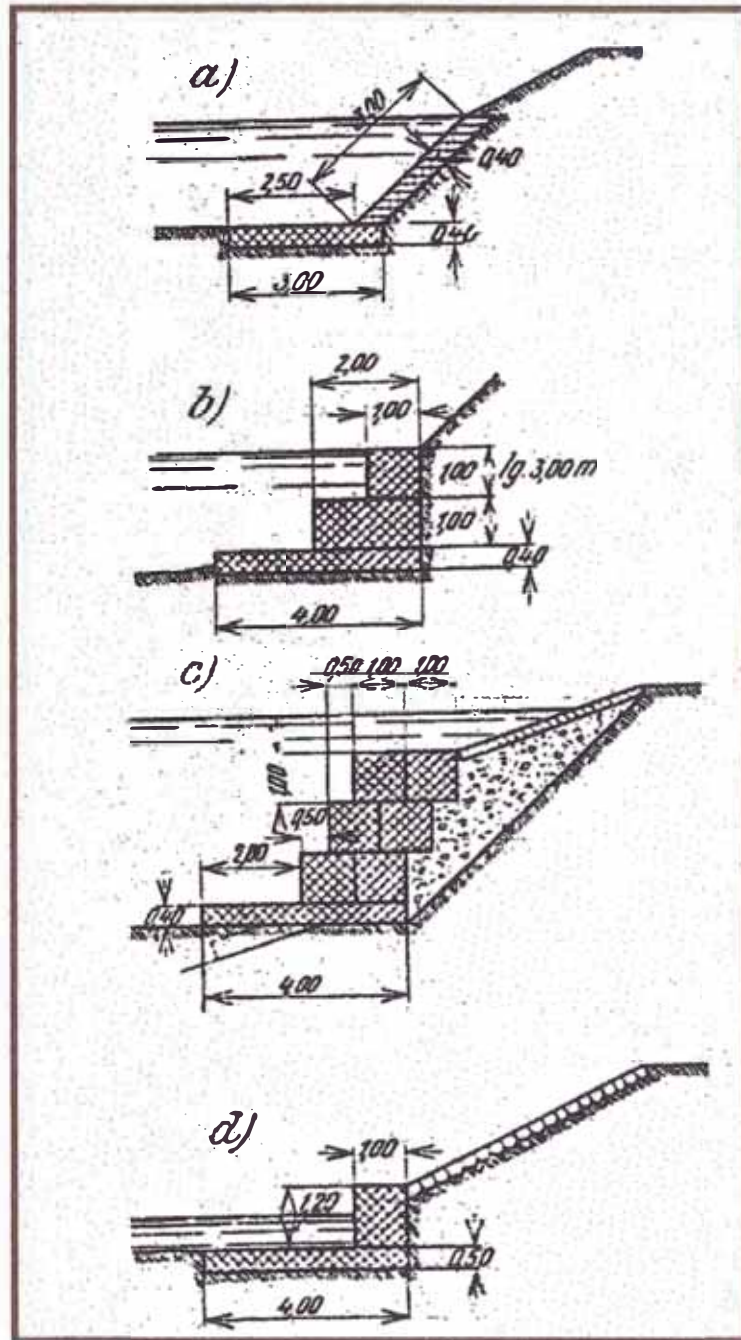


FIGURA 2.6 : Defensa de Márgenes con Gaviones de Tela Metálica y Cantos Rodados

2.4.3.- Defensa contra las Crecidas

La defensa contra las crecidas comprende todas las providencias necesarias para proteger con mayor o menor eficacia, lo terrenos de un valle contra los daños de las crecidas. Dichos recursos persiguen bien la protección local (contención de crecidas), bien la reducción de los caudales de las mismas (retención de las crecidas), que beneficia a todo valle; a los primeros pertenecen los diques longitudinales y las tajetas para las crecidas; a los segundos, los procedimientos que tienden a retrasar el movimiento de las aguas pluviales en el terreno y su evacuación por el lecho del río.

2.4.3.1.- CONTENCIÓN DE LAS CRECIDAS.- Todos los recursos para la protección contra la acción de las crecidas tiene solamente el carácter de pura defensa, sin que consigan atenuar la causa; incluso a veces perjudican a las regiones situadas más hacia aguas abajo.

El procedimiento más antiguo y más aplicado para combatir los daños de las crecidas consiste en la construcción diques longitudinales a ambas orillas del río, cuyas crestas sean más altas que los niveles máximos alcanzados por el agua. Antaño, cuando aún no se pensaba en corregir el lecho de los ríos, sino que sólo se protegían los terrenos amenazados de las orillas, se construían los diques longitudinales sobre terreno seguro, fuera de la zona en que el curso del río se ramificaba. Modernamente se ha procurado en primer lugar corregir los lechos, y para poder aprovechar hasta el máximo el terreno del valle los diques longitudinales se han situado tan cerca de las orillas que permiten tan solo la escorrentía de las crecidas normales. En un río encauzado con tales diques longitudinales quedan excluidos los depósitos de retención naturales constituidos por los terrenos inundados del valle, y en consecuencia en los tramos más hacia aguas abajo aumentan más rápido los caudales de las crecidas y los niveles suben también más rápidamente.

Con la construcción de diques longitudinales se forma lo que se llama una sección doble, en las crecidas grandes inundan las riberas a ambos lados del lecho. Según que la altura de los diques longitudinales permita solamente contener las crecidas de estío, se distinguen en diques de verano y diques de invierno. Los diques de verano protegen el terreno del valle en el periodo de desarrollo de plantas; las crecidas primaverales desbordan los diques de verano; inundan el terreno del valle y depositan légamos fertilizantes. Estos diques tienen que proyectarse de modo que no se destruyan al derramarse el agua por encima de ellos.

La ejecución de los diques longitudinales tiene lugar según los mismos principios que la de las presas de tierra y de los terraplenes para canales. Cuando se dispone de suficiente cantidad de tierra impermeable se ejecutan por capas de 0.20m. que se vierten y apisonan un vez eliminada el mantillo y las materias putrescibles de la junta de cimentación. Si hay poca tierra impermeable, entonces a los diques se les aplica solamente un revestimiento impermeable en el talud del lado que mira hacia el río. Al fijar la altura de la cresta es necesario tener en cuenta el asiento del terraplén. La tierra para el dique se extrae de zanjas practicadas en las riberas en dirección normal al río, que se colman con sedimentos con el transcurso del tiempo. Entre el pie del talud y la zanja ha de quedar una berma de 5 a 10m de ancho por lo menos sin excavación.

El alto nivel de las aguas entre los diques longitudinales impide la afluencia del agua subterránea al río, de suerte que durante las crecidas se eleva el nivel freático.

Cuando hay poblaciones que se extienden a ambas orillas del río y sus edificaciones están tan próximas a las márgenes que no es posible formar el lecho para las crecidas dentro de la población, si la configuración del terreno lo permite se construye un canal para desviar una parte del caudal haciéndole rodear la población; este canal empieza antes del pueblo y desemboca en el río aguas abajo del mismo.

2.4.3.2.- RETENCIÓN DE CRECIDAS

Por su gran longitud, la construcción de diques longitudinales resulta muy costosa y cabe preguntar si con un desembolso reducido no se podría alcanzar la misma finalidad o más. Los diques longitudinales aceleran de una manera inconveniente la escorrentía de los de las crecidas, expulsan rápidamente el agua del terreno y aumentan los caudales de las crecidas en las zonas de aguas abajo, por la supresión de los depósitos de retención. Cuando hay que organizar en un río la protección contra las crecidas, hay que considerar si no es más conveniente la lucha contra la formación de las avenidas en la región de origen, organizando depósitos de retención en vez de defender el valle con diques longitudinales. El agua retenida sirve para aumentar los caudales de estiaje y mejorar de este modo la economía hidráulica. Mientras los diques longitudinales solamente ofrecen algunas ventajas para las regiones vecinas y en cambio perjudican a las de aguas abajo, los depósitos de retención de crecidas son útiles para todo el valle a lo largo del río.

2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE BORDOS Y MUROS DE ENCAUZAMIENTO.

Los bordos y muros de encauzamiento esencialmente son presas longitudinales erigidas toscamente en dirección paralela a un río en lugar de a través de su cauce. Un bordo es un dique de tierra, mientras que un muro de encauzamiento, usualmente es una construcción de mampostería. En general los bordos y los muros de encauzarme deben satisfacer los mismos criterios de diseño que las presas regulares.

Los bordos se usan con más frecuencia para el control de avenidas das porque pueden construirse con un costo relativamente más bajo de materiales aprovechables en el lugar. Los bordos usualmente se construyen con material excavado de zanjas de préstamo paralelas a la línea del bordo. Si se emplea la construcción en seco el material debe colocarse en capas y compactarse. El material menos permeable se coloca en el bordo del lado del río. Usualmente no hay material adecuado para un núcleo y muchos bordos son terraplenes homogéneos. Si se emplea una draga para la construcción, el método de construcción de relleno hidráulico es utilizado y se produce alguna graduación de los materiales si hay alguna clasificación del material excavado. Para la construcción en seco comúnmente se utilizan las dragas de arrastre y las escrepas.

Las secciones transversales de los bordos deben ajustarse al lugar y a los materiales aprovechables. En la Fig. 2.7 se muestran los detalles de un bordo típico. El material se excava de una zanja de préstamo paralela al bordo y se deja una berma adecuada entre el pie del bordo y la zanja para evitar el colapso del bordo de la zanja. La anchura de la corona de los bordos usualmente está determinada por el uso a que se les vaya a destinar, con un mínimo aproximado de 10 pies para permitir el movimiento del equipo de mantenimiento. Los taludes del bordo usualmente son muy planos debido a los materiales de construcción relativamente malos. Si es posible, para evitar la erosión de los taludes deben cubrirse con césped.

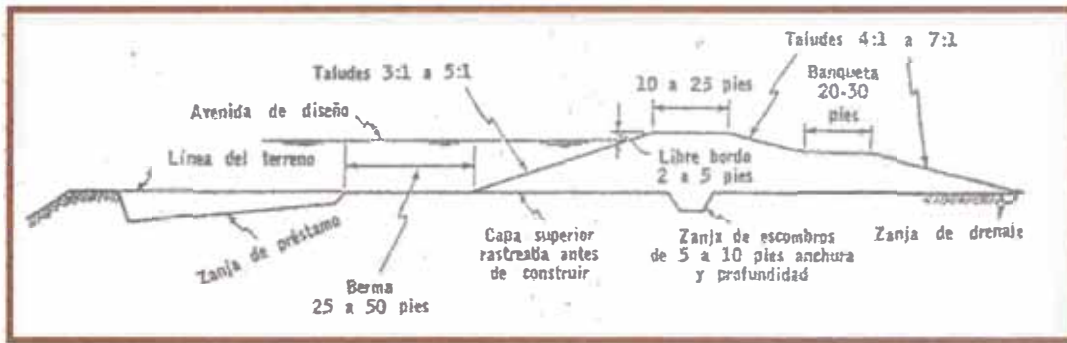


FIGURA 2.7. Sección transversal de un dique típico

Aun cuando un bordo no falla durante una avenida, el agua alta extendida puede alzar a la línea de saturación hasta el punto donde la filtración por el bordo puede causar la inundación amplia poco profunda de los terrenos protegidos. Un dren de zanja o con línea de tubería a lo largo del pie del talud del bordo es conveniente y el talud trasero debe ser lo suficientemente plano para encerrar, si es posible a la línea de filtración. Algún ahorro en el terraplén es posible si se construye el talud trasero con una berma (*banqueta*) la cual aumenta la anchura de la base sin exigir un relleno pesado arriba de la línea de saturación. El suelo de la base debe rastrearse antes de colocar el material de relleno del terraplén. Una zanja interceptora (*zanja de escombros*) extendiéndose de 5 a 8 pies abajo de la base del terraplén y rellena con el mejor material disponible es con frecuencia usada. Cuando la filtración amenaza con ser un problema serio, puede utilizarse un dentellón a base de tablestacados. En algunos casos se excava una zanja angosta con una zanjadora en el bordo terminado y se llena con un núcleo de arcilla batida. La zanja es llenada con una lechada delgada como el lodo para perforaciones, durante la excavación y para evitar que paredes fallen. Si cualquier reducción apreciable de la filtración va a ocurrir el núcleo debe penetrar a un horizonte regularmente permeable.

Debido a los taludes planos de los bordos, un bordo de cualquier altura de consideración requiere una anchura de la base muy grande. En las áreas rurales los costos de los terrenos para los bordos pueden ser razonables, pero en las ciudades con frecuencia es difícil obtener terrenos suficientes para los diques de tierra. En este caso, los muros de encauzamiento de avenidas, de mampostería (Fig. 2.8) pueden ser una solución preferible.

Los muros se diseñan para resistir a la presión hidrostática (incluyendo supresión) ejercida por el agua cuando esté al nivel de la avenida de diseño el muro está respaldado por un terraplén, también debe servir como muro de retención contra el empuje de tierra, cuando haya bajos niveles en la corriente

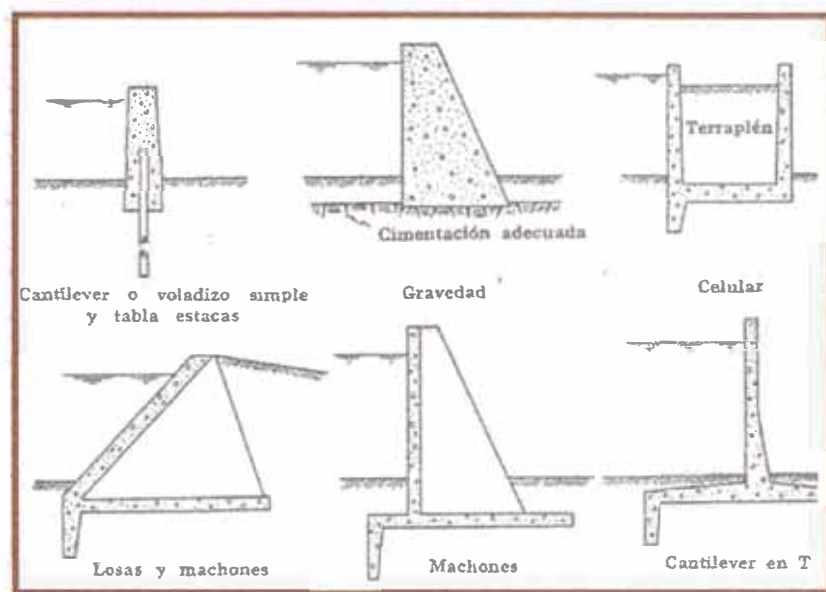


FIGURA 2.8. Algunas secciones típicas de muros de encauzamiento

Los muros de encauzamiento y los bordos pueden cruzar las líneas de ferrocarriles y carreteras. En algunos casos el lecho del camino puede elevarse por arriba del muro de encauzamiento, pero en muchos casos esto representa un costo injustificable para la terracería de los aproches, puentes más altos, y taludes excesivos. Otra solución es dejar interrumpido el muro de encauzamiento para el ferrocarril o camino. En este último caso una estructura de obturación es necesaria para que durante las aguas altas el claro pueda cerrarse. Tablones o agujas son comúnmente utilizadas para las aberturas estrechas, y para las aberturas anchas se emplean grandes compuertas de madera o acero. En cada caso el diseño se hace para ajustarse a las condiciones locales, siendo requisito primario que la compuerta pueda cerrarse rápidamente y con tiempo suficiente para evitar la inundación. Cuando las obturaciones de este tipo son usadas el camino o el ferrocarril temporalmente queda interrumpido, pero si los cierres no son

frecuentes y tienen corta duración, este inconveniente puede ser pequeño en comparación con el costo de una estructura elevada de cruce.

2.5.1. Localización de los bordes.

Un cauce suficiente debe proporcionarse para conducir el gasto de diseño con un libre bordo razonable contra la acción del oleaje. La anchura del cauce entre los bordos y la altura de éstos están estrechamente relacionadas. Si la planicie de inundación del río es plana, un incremento en la anchura del cauce permitirá bordos más bajos. El costo de un sistema de bordos consta del costo del terreno para los bordos y el cauce más el costo de la construcción de los bordos. Es necesario, por tanto determinar por tanteos la anchura del cauce y la altura de los bordos en combinación y cual de ellas da el costo mínimo. En las situaciones naturales las condiciones rara vez son tan simples como las antes indicadas. La mayor parte de los valles aluviales amplios tienen bordos naturales o terreno alto a lo largo de la orilla del cauce como producto del depósito de los azolves cuando la corriente se desborda. Con frecuencia es más barato colocar los bordos a lo largo de este terreno alto. En cualquier caso, deben aprovecharse totalmente los lomeríos o elevaciones que permitan tener bordos más bajos y que con frecuencia ofrecen condiciones mejores para la cimentación.

Una ciudad o un distrito agrícola pueden protegerse con un anillo *de bordos* que rodea completamente la zona (Fig. 2.9 a). La alternativa para un anillo de bordos es llevar de regreso la línea del bordo hasta que pueda terminarse en terreno alto (Fig. 2.9 b). Sin ese enlace los extremos del bordo podrían ser flanqueados y la obra sería inútil. La construcción de anillos de bordos puede usarse por parte de un distrito particular de bordos o por una ciudad únicamente interesada en su propia protección. En donde la obra de bordeado hecho por intereses estatales o federales para el beneficio de grandes áreas, los bordos son más comúnmente llevados hacia aguas arriba a lo largo de los tributarios principales para ligarlos a terreno alto.

Los tributarios o afluentes menores no son bordeados sino que son tratados como problemas de drenaje interior.

Si un cauce de un río es razonablemente recto: y el valor de terrenos es aproximadamente igual en ambos lados de la corriera usualmente los bordos irán espaciados equidistantes a cada la

del río. Usualmente, sin embargo, el río no está recto y las líneas del bordo faldean por el exterior de los codos o curvas del río para que el cauce bordeado sea menos tortuoso que el cauce natural de aguas bajas.

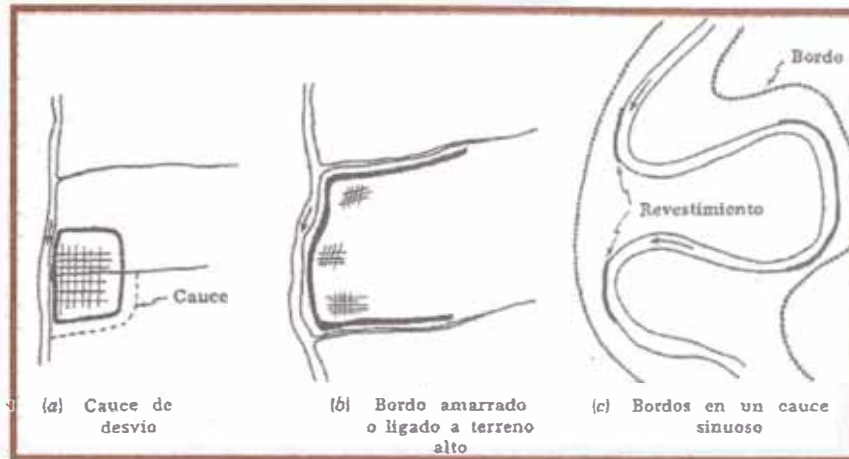


FIGURA 2.9. Localización de bordos

En ningún caso el bordo debe estar tan próximo a un codo que la socavación del banco lo debilite. En los puntos en donde puntos en donde puede esperarse que ocurra erosión de los bancos, el bordo debe ser firmemente revestido y protegido quizá por diques permeables como seguridad contra falla. No puede darse excesivo énfasis a la importancia del trabajo de protección de los bancos asociada con la construcción de bordos. Entre 1935 y 1945 fue necesario construir 135 millas de bordos vueltos a colocar a lo largo del río Lower Mississippi para sustituir a los bordos perdidos por socavación de los bancos. El Distrito Yazoo Levee con una longitud total de bordos de 178 millas perdió 305 mi de bordos entre 1880 y 1943 y actualmente hay menos de 27 millas de bordo de la línea original de 1867. Usualmente es cierto que la construcción de bordos para control de avenidas va mano con mano con la protección de los bancos y mejoramiento del cauce, ya que una combinación de estas dos técnicas generalmente da la máxima protección para el costo mínimo.

2.5.2 Drenaje interior.

Una línea de bordos inevitablemente debe cruzar cauces tributarios y el proyectista tiene dos alternativas, (1) llevar los bordos hacia aguas arriba a lo largo de los tributarios para ligarlos a terreno alto o (2) bloquear el cauce y crear un problema de drenaje interior. La selección entre estas alternativas es primariamente económico, pero obviamente muchas corrientes pequeñas no pueden ser tratadas económicamente con la alternativa (1) y, por tanto, el problema de drenaje interior (el problema local de drenaje atrás de un bordo) está presente en casi todos los diseños de bordos. Muchas corrientes (y colectores de alcantarillado) pueden descargar por gravedad durante los escurrimientos bajos si compuertas de marea u otras obturaciones se proporcionan para evitar retro flujos del río durante las avenidas. Las corrientes bastante grandes pueden ser tratadas con una batería de compuertas de marea, pero en algunos casos es necesario proporcionar una o más compuertas grandes para ser cerradas a discreción de las autoridades locales.

Cuatro soluciones generales al problema del drenaje interior han sido usadas. El agua puede recogerse en algún punto bajo y bombearse sobre el bordo durante las avenidas cuando el escurrimiento por gravedad a través de las compuertas de salida es imposible (Fig. 2.10a). El agua también puede recogerse en un canal abierto sobre el lado del bordo que da al terreno y deriva aguas abajo en algún punto en donde la descarga por gravedad es siempre posible (Fig. 2.10b, c, d). Algunas veces las corrientes tributarias se meten a un conducto a presión cuyo extremo de aguas arriba está en un nivel tal que permita el escurrimiento por gravedad hacia la corriente principal, en todo tiempo (Fig. 2.10e). Una posibilidad final es recoger el agua en un depósito de almacenamiento hasta que la descarga por gravedad a la corriente sea posible. La mejor solución para un problema determinado depende de la topografía local y de las características de la corriente. El almacenamiento del agua es impráctico si los periodos de aguas altas en la corriente principal son de larga duración. El uso del conducto a presión sólo es factible si el terreno alto no está lejos de la corriente principal como para ser excesivos los costos del conducto. La solución más ampliamente usada es la de la planta de bombeo con una cantidad limitada de almacenamiento para reducir las variaciones en la carga de bombeo.

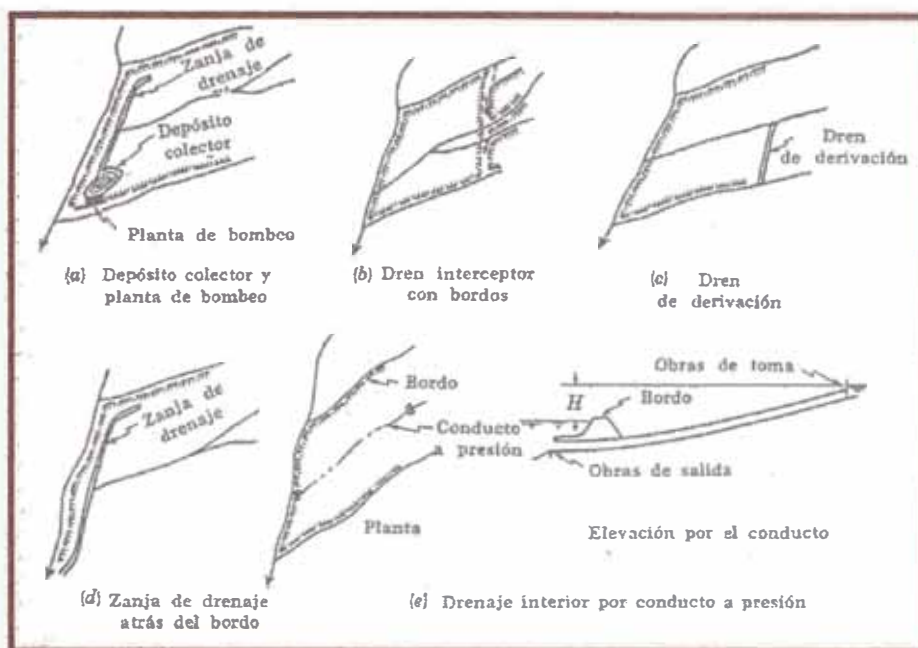


FIGURA . 2.10. Algunas plantas para el drenaje interior de áreas bordeadas

2.5.3. Mantenimiento de bordos y combate de inundaciones.- Las condiciones de la cimentación y los materiales de construcción para los bordos raramente son totalmente satisfactorios y, entonces, aun con las mejores técnicas de construcción, hay un peligro de falla. La socavación del banco de la corriente puede producir el corte del pie del bordo en el lado del río. Los conductos dejados por la descomposición de las raíces pueden permitir la iniciación de la erosión destructiva llevando a la falla eventual del bordo o *brecha*. La infiltración a través del material de cimentación en los altos niveles del río puede causar un borbotón de arena (Fig. 2.11) y la remoción del material de la cimentación por tubificación a través del borbotón puede formar un conducto que puede sufrir un colapso bajo el peso del bordo. Hay muchas causas posibles para las fallas de los bordos y ningún bordo puede considerarse como seguro durante una avenida.

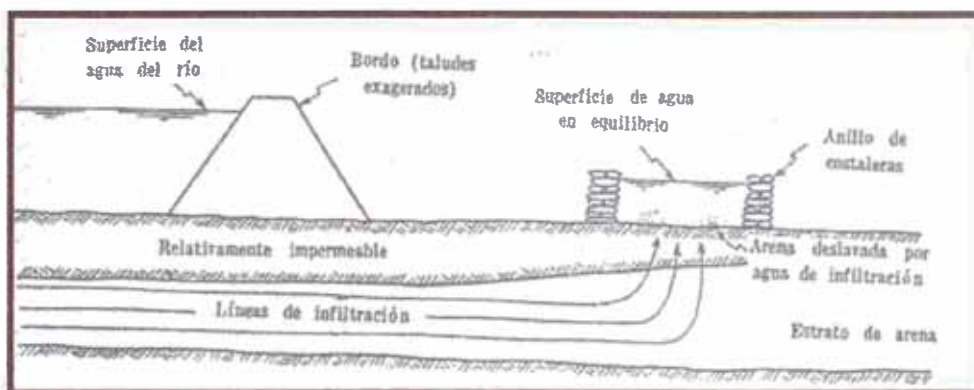


FIGURA. 2.11.. Un borbotón con un anillo protector de costalera

Los bordos deben sufrir una inspección regular anual por parte de ingenieros competentes que busquen evidencias de socavaciones peligrosas de los bancos, lugares débiles creados por los animales o la vegetación, asentamientos de la cimentación, derrumbes y deslizamientos de los bancos, erosión alrededor de las salidas de colectores u otras tuberías que pasen por el bordo, y cualesquiera otras posibles fuentes de peligro. Cualquier condición alarmante debe corregirse prontamente. Durante las avenidas debe mantenerse una patrulla continua de los bordos. Los patrulleros deben tener arreglos para la comunicación inmediata con las fuerzas encargadas de combatir inundaciones y contar con equipo para la reparación inmediata en los puntos pequeños de peligro.

Combate de inundaciones es el término aplicado al trabajo necesario durante una avenida para mantener la efectividad de un bordo. Trabajo rápido e ingeniosidad considerable son, algunas veces, necesarios para evitar fallas, y los materiales y equipo requeridos deben ser mantenidos a disposición inmediata en todo tiempo. Un venero o borbotón es, en efecto, un manantial artesiano en el acuífero abajo del bordo, con una velocidad suficiente para mover al material de la cimentación. Los borbotones se detienen con un anillo de costaleras (u otro material) para formar un depósito que cause una contrapresión suficiente para reducir la carga neta hasta un punto en donde la velocidad del flujo sea muy baja para causar deslaves al suelo (Fig. 2.11). La socavación de los bancos puede estar sucediendo sin ser advertida abajo de las aguas de avenida, pero si se le detecta puede algunas veces controlarse vaciando rocas, costaleras, fajinas de madera o cualquier otro material en el área de socavación. Si la infiltración causa un deslizamiento sobre el lado del terreno del bordo, este talud puede reforzarse con

madera o ramas y darle peso con costalera. Conforme el río sube, las partes bajas del bordo quedarán aparentes y, si hay peligro de que sean sobrepasadas estas partes, deben levantarse. Un bordo puede levantarse uno o dos pies con tierra tomada en el lado del terreno del terraplén o con sacos llenos de tierra (Fig. 2.12). Si se hace necesario hacer una mayor elevación, un muro de madera apoyado en costalera de tierra o arena o un cajón de barro lleno con tierra generalmente es necesario. Si la posibilidad de defender el bordo existente parece mala, un *bordo de refuerzo* puede construirse para con tener a las aguas de avenida que entrarían por una rotura en el bordo principal. La localización del bordo de refuerzo debe seleccionarse primariamente con base en la facilidad y rapidez de construcción, aunque debe protegerse la mayor superficie de terreno y propiedades posible sin poner en peligro al total de la zona bordeada.

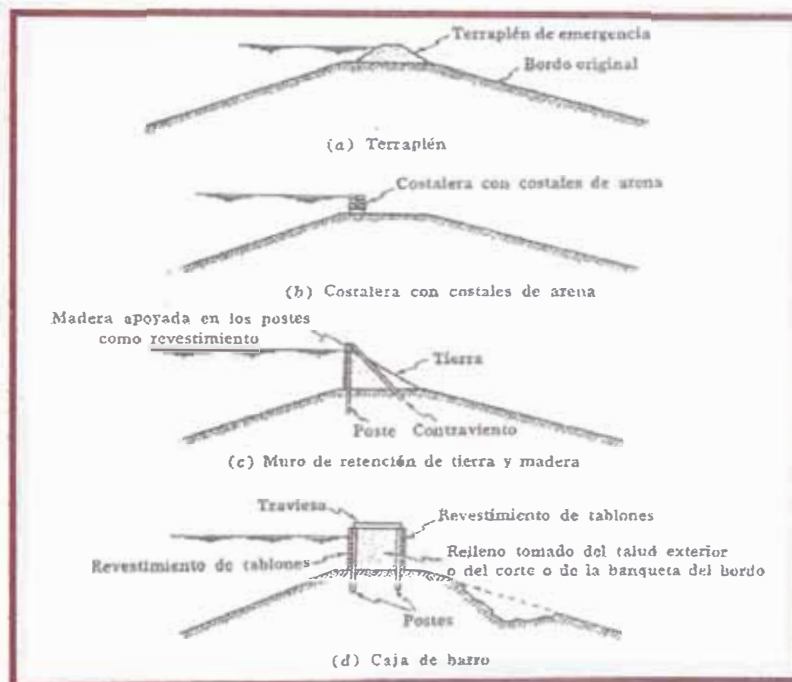


FIGURA. 2.12. Métodos para sobreelevar bordos en las emergencias

Los muros de encauzamiento usualmente son menos susceptibles a fallar que los bordos, pero el agua alta puede brincar un muro o pueden ocurrir borbotones. En

consecuencia, los muros de encauzamiento también deben ser patrullados y debe haber disponible material y equipo para levantar su altura o controlar los borbotones.

2.5.4. Efecto de los bordos en los niveles del río.- Los bordos generalmente restringen la anchura del cauce al evitar el escurrimiento en la planicie de inundación y esto produce niveles mayores en el tramo bordeado. Las mejoras al cauce que usualmente acompañan a la construcción de bordos aumentarán las velocidades y pueden anular algo o todo de este incremento. Si los niveles en el tramo bordeado son aumentados, los niveles también serán más altos aguas arriba ;del tramo bordeado. Aguas abajo de la zona bordeada los escurrimientos máximos serán incrementados debido al almacenamiento de cauce disminuido como producto del aumento general en la velocidad del escurrimiento. El producto neto de la construcción de bordos depende en mucho de las características físicas de la situación. Usualmente, sin embargo, la construcción de bordos y los trabajos asociados de control de avenidas producen un incremento general en los niveles de avenida a lo largo de un río, a menos que vasos o mejoras extensivas de cauce sean proporcionadas.

El aumento en el nivel que sigue a la construcción de bordos algunas veces ha llegado a tener consecuencias infortunadas. Con frecuencia, una zona protegida con bordos de repente se ha encontrado en peligro y quizá ha sido inundada por nuevos bordos construidos en la vecindad. El mejor programa de control de avenidas para un río se obtendrá si se desarrolla un plan maestro en una fecha temprana.

2.6. SISTEMAS DE DRENAJE

En una primera clasificación de los sistemas de drenaje, habría que distinguir entre los que solo eliminan el agua superficial y los que recogen el agua infiltrada en el terreno, ejerciendo un cierto control sobre el agua freática.

Como ya se ha dicho, el objetivo del drenaje subterráneo es controlar la capa freática. Para ello se elimina el agua infiltrada procedente de la lluvia, riego u otros orígenes.

Aparte, algunos sistemas aplicables a casos muy concretos (drenaje por pozos de perforación de la capa impermeable subyacente, etc.), en general los sistemas de drenaje se

pueden agrupar en dos clases, según que los drenes utilizados sean zanjas abiertas o tuberías enterradas provistas de perforaciones u otros sistemas de entrada de agua.

La figura 2.13 muestra los dos sistemas de drenaje, indicando la forma de la capa freática

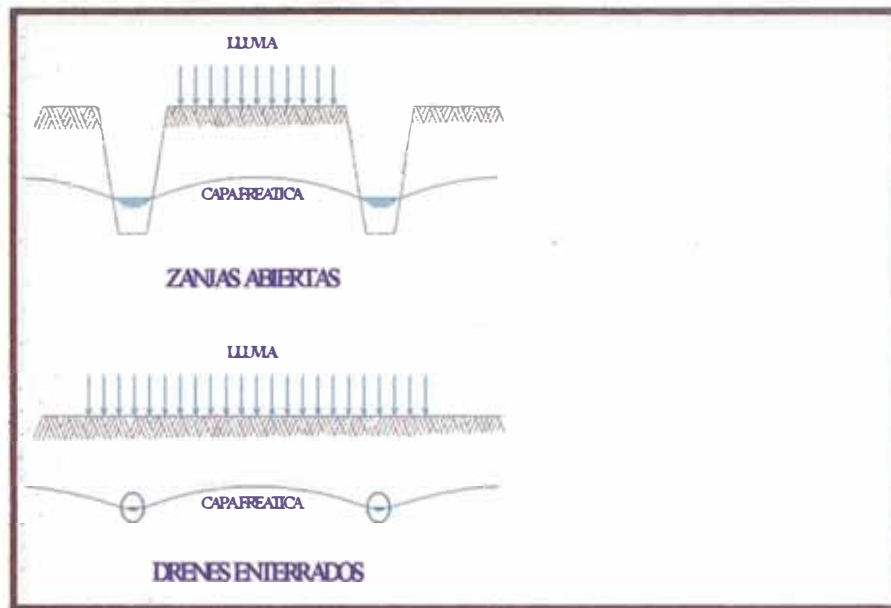


FIGURA.2.13 Tipos de Drenaje

2.6.1. Movimiento del Agua hacia los drenes

Es importante conocer algunas características cualitativas del movimiento del agua hacia los drenes y, en particular, las líneas de flujo de este movimiento

La figura 2.14 representa un terreno en el que se han instalado unos drenes-enterrados. Se muestra la forma de la capa freática y las líneas de flujo. Debido a la diferencia de carga hidrostática "h" entre la capa freática y los drenes, el agua se mueve dirigiéndose hacia estos. Ese movimiento afecta incluso al agua situado por, debajo de los drenes, ya que dicha agua está sometida a la presión hidrostática debida a "h". Se trata de un fenómeno parecido al de los vasos comunicante

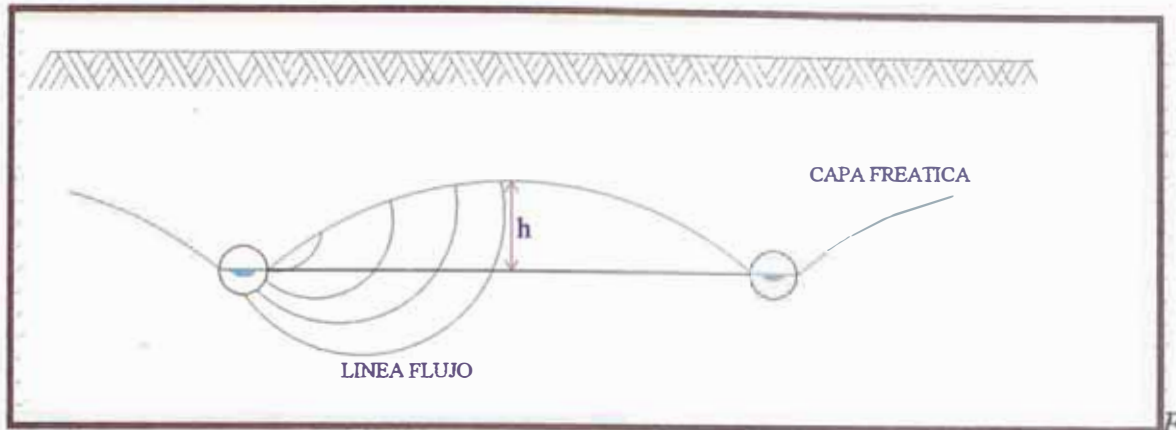


FIGURA 2.14 Movimiento del agua subterránea

Del movimiento del agua vamos a destacar las características siguientes:

La capa freática no es una superficie plana, sino que presenta una cierta curvatura de forma que en las proximidades del dren el agua se encuentra a más profundidad que en el punto medio entre los dos drenes. En consecuencia, el terreno situado sobre el dren se encuentra mejor saneado que el resto, así como menos salinizados

Como indica la figura 2.14, el movimiento del agua freática no solo se desarrolla en la zona situada sobre el nivel de los drenes, sino también (e incluso en muchos casos con un caudal mucho mayor) en la zona baja de las zonas

Las líneas de flujo siguen una trayectoria descendente, penetrando hasta cierta profundidad, para después, dirigirse a los drenes. Esto explica el hecho conocido de que el agua de drenaje extrae sales de estratos situados por debajo de los drenes.

En el caso que un estrato impermeable se encuentra en la zona que recorren las líneas de flujo, estas adoptan una forma paralela a dicho estrato.

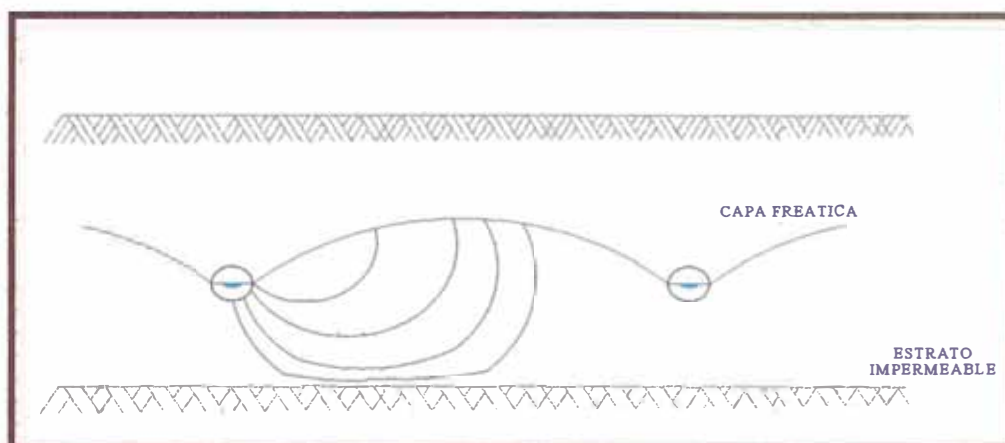


FIGURA. 2.15 Las líneas de flujo con estratos impermeables

2.6.1.1 - FORMULAS DE DRENAJE

Estas formulas se emplean fundamentalmente, para el dimensionamiento de los sistemas de drenaje, ya que relacionan algunas de sus características (como espaciamiento y profundidad) con ciertas características de los suelos.

Estas últimas características son:

- Permeabilidad (K)
- Espesor de estratos (D)
- Macro porosidad (μ)
- Profundidad optima de la capa freática o velocidad de descenso de la misma
- Caudal procedente de la lluvia, riego o otros orígenes.

Según las hipótesis establecidas, las formulas de drenaje se pueden agrupar en las dos clases siguientes:

- Formulas de Régimen Permanente
- Formulas de Régimen Variable

En las de régimen permanente se supone que la capa freática se encuentra estabilizada, la capa de agua que alimenta es igual a la eliminada por los drenes. Tal situación correspondería al caso de una lluvia constante durante un periodo largo de tiempo. En la practica no se da esta situación, pero sin embargo, la aplicación de las correspondientes formulas suele dar resultados

aceptables en regiones de régimen pluviométrico caracterizado por la regularidad de las precipitaciones y por su baja intensidad

En efecto, si la red de drenaje se proyectase para que la capa freática se estabilice con lluvias de 60-80mm, el coste de la instalación sería antieconómico y en este caso, es preferible instalar un sistema de drenaje menos costoso que permita que a continuación de una lluvia de esta importancia, la capa freática penetre en la zona radicular pero con la condición de que no supere una cierta altura crítica y que ni permanezca en esa zona más de un cierto tiempo crítico.

2.6.2 Régimen Permanente

2.6.2.1 FORMULA DE HOOGHOUTT

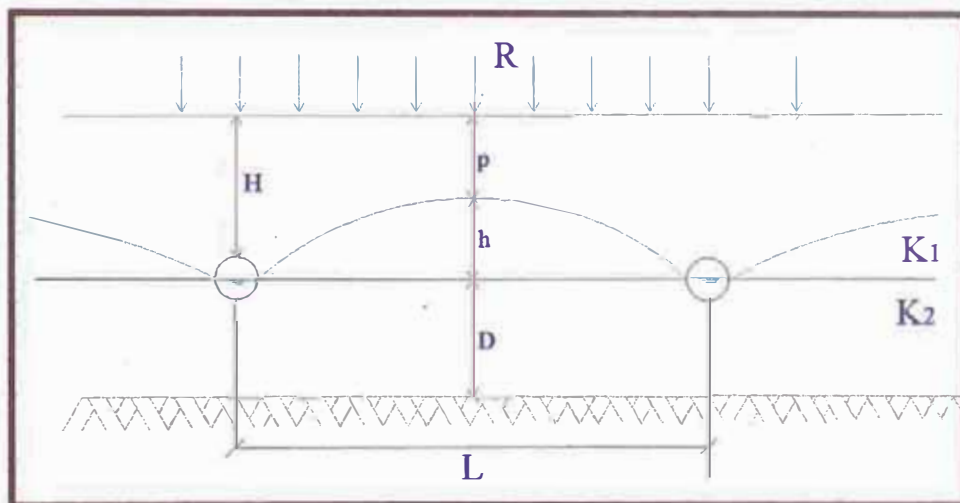


FIGURA 2.16 formula de Hooghoudt

La formula general de Hooghoudt (fig.2.16)

$$L^2 = \frac{8K_2hd}{R} + \frac{4K_1h^2}{R} \quad (2.1)$$

Siendo:

L : Espaciamiento entre drenes (m)

R : Percolación (m/día)

K_1 : Permeabilidad de estrato situado sobre los drenes (m/día)

K_2 : Permeabilidad de estrato situado bajo los drenes (m/día)

h : Altura de la capa freática en su punto medio, respecto al nivel de los drenes (m)

d : Espesor equivalente de Hooghoudt, que depende de L , D y r (radio de los drenes)

El primer sumando, $8K_2hd/R$ se refiere al movimiento del agua por debajo de los drenes, y el segundo, $4K_1h^2/R$, al moviendo por encima. Para entender esto de una forma más intuitiva, se puede escribir la formula (2.1) de la forma siguiente

$$R = \frac{8K_2hd}{L^2} + \frac{4K_1h^2}{L^2} \quad (2.2)$$

R se puede descomponer en dos componentes:

1.- El caudal transportado por debajo de los drenes con un valor

$$\frac{8K_2hd}{L^2} \quad (2.3)$$

2.- El caudal transportado por encima, con un valor:

$$\frac{4K_1h^2}{L^2} \quad (2.4)$$

En la aplicación de la formula se pueden presentar los casos siguientes

Solo existe un estrato por encima de la capa impermeable (fig 2.17)este caso $K_1=K_2$ y la formula adopta la forma siguiente:

$$L^2 = \frac{4Kh}{R}(2d+h) \quad (2.5)$$

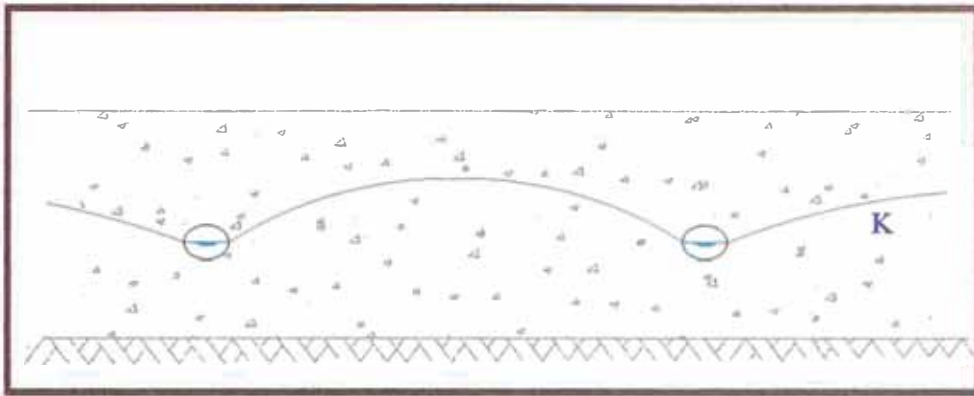


FIGURA 2.17 Líneas de Flujo

b) Dos estratos sobre la capa impermeable, con los drenes en la superficie de separación de estos estratos (fig. 2.18)

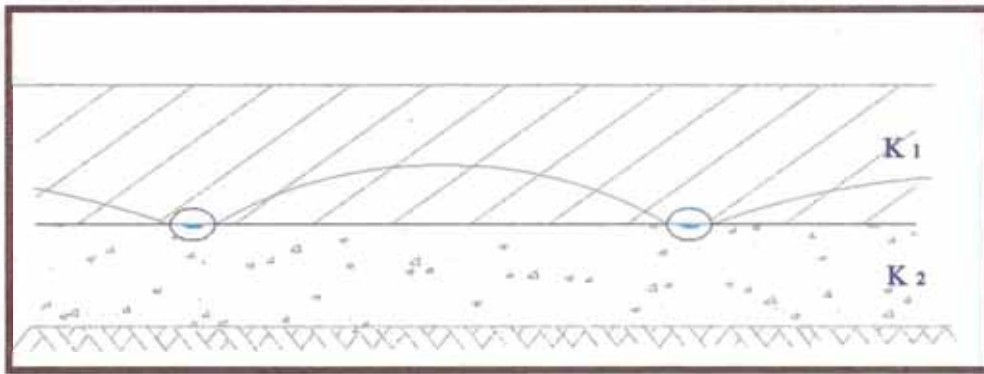


FIGURA. 2.18 Líneas de Flujo entre dos Estratos

Este es el caso de la aplicación de la fórmula general (2.1).

c) Dos estratos sobre la capa impermeable, con los drenes situados en el estrato profundo (fig. 2.19).

En este caso se puede seguir aplicando la fórmula general, aunque no se puede asegurar en precisión.

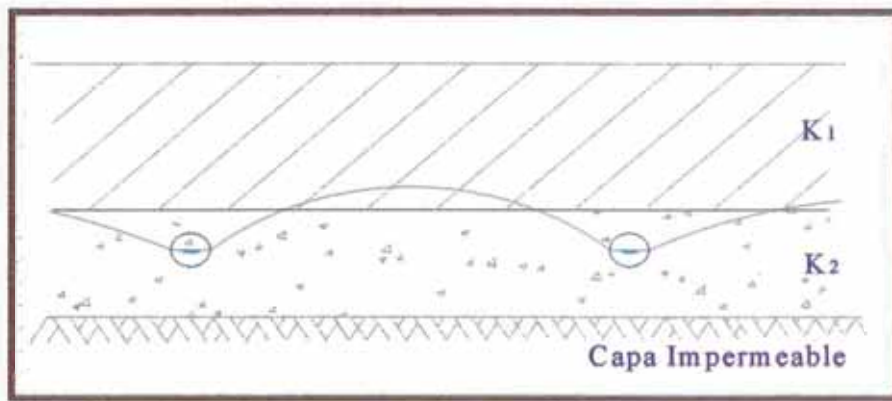


FIGURA 2.19 Líneas de flujo en Estrato inferior

Dos estratos sobre la capa impermeable, con los drenes situados en el estrato superior.
(Fig. 2.20)

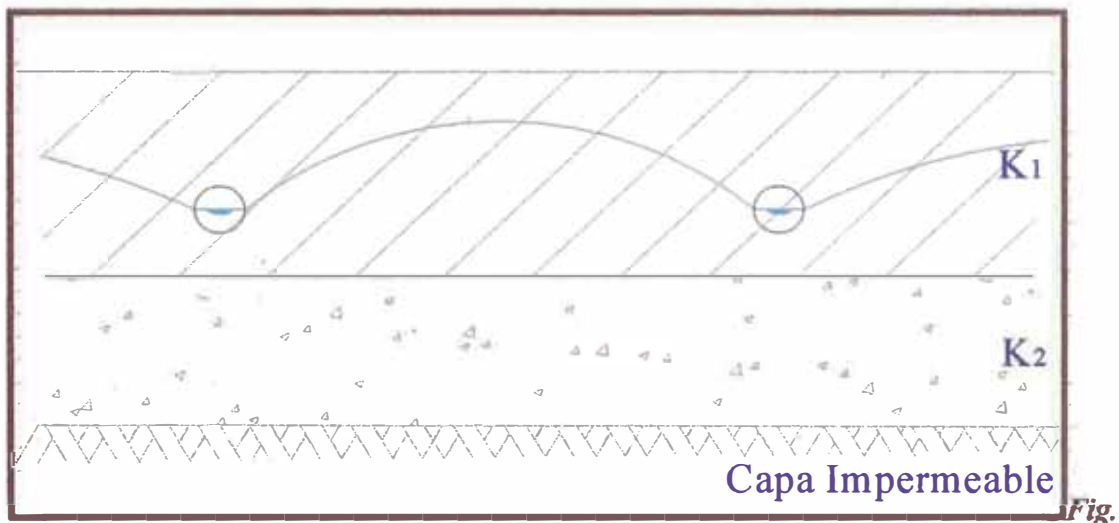


FIGURA 2.20 Líneas de Flujo en Estrato Superior

En este caso no se puede aplicar la fórmula de Hooghoudt y hay que recurrir a la de Ernst.

En general con esta fórmula (como todas las de drenaje), se pretende calcular el espaciamiento "L" entre drenes, aunque puede utilizarse para calcular otras magnitudes.

2.6.2.2 ANOTACIONES IMPORTANTES EL RÉGIMEN PERMANENTE

- 1.- A mayor permeabilidad, mayor espaciamiento entre drenes
- 2.- En un suelo homogéneo, a mayor profundidad de drenes corresponde mayor espaciamiento
- 3.- Los drenes deben colocarse en los estratos de mayor permeabilidad
- 4.- El movimiento del agua no afecta prácticamente a una profundidad superior a la cuarta parte del espaciamiento (L/4)
- 5.- Los espaciamientos calculados deben disminuirse en 15 – 20 % para mayor garantía de un buen funcionamiento

2.6.3. *Caudal a Eliminar por los Drenes en el Régimen Permanente*

Una vez determinados el espaciamiento y la profundidad de los drenes es preciso conocer el caudal que han de transportar con objeto de calcular su diámetro, pendiente, etc.

Los drenes son unas conducciones (abiertas o cerradas) cuyo caudal aumenta con la longitud. Si en un terreno en el que se ha instalado un sistema de drenes paralelos que conducen el agua a un colector. El espaciamiento entre los drenes es L. Cada dren recoge el agua de una zona que mide L/2 a cada lado del dren. Sanea por tanto, una zona de ancho L (igual al espaciamiento).

Si el caudal por unidad de superficie, situado a una distancia “a” del origen, el caudal es:

$$Q = RLa \quad (2.6)$$

Y en el extremo del dren, si su longitud es “T”

$$Q = RLI \quad (2.7)$$

CAPITULO III:
PROTECCIÓN CONTRA
INUNDACIONES EN LA URBANIZACIÓN
SAN DIEGO

3.1 PROBLEMÁTICA DE LA URBANIZACION SAN DIEGO

3.1.1 Consideraciones Generales

La Urbanización San Diego se encuentra ubicada en la margen izquierdo del río Chillón en la parte Baja de la Cuenca.

La cuenca del río Chillón tiene un área de drenaje total de aproximadamente 2444 km², teniendo su origen en las lagunas de Chuchón y Chonta a 4850 msnm.



FIGURA 3.1 Cuenca del Río Chillón

El recorrido del río por la zona urbana de Lima se pueden distinguir tres tramos importantes: la zona de Carabayllo hasta el puente Chillón en la carretera Panamericana, desde la

carretera Panamericana hasta el Puente Inca en la zona de San Diego, y desde el puente Inca hasta la desembocadura en el Océano Pacífico.

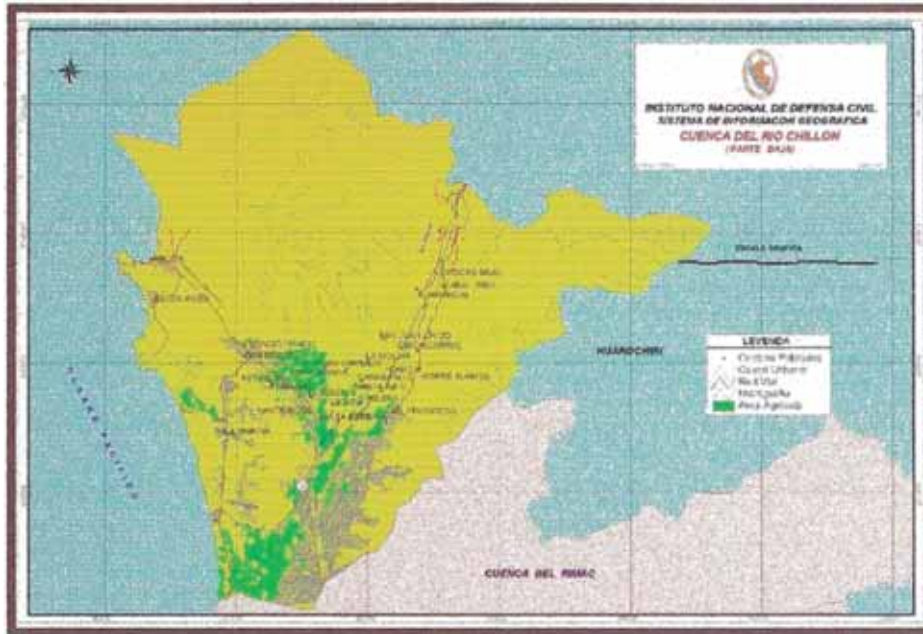


FIGURA. 3.2 Cuenca del Río Chillón (Parte Baja)

En estas zonas el cauce del río ha sufrido cambios morfológicos importantes debido al crecimiento desordenado de la ciudad. Estos cambios han originado que en el tramo carretera Panamericana – Puente Inca (Urbanización San Diego), el cauce se haya elevado a niveles por encima de las cotas de la zona urbana (ver Foto 1), haciendo que las áreas urbanas de la margen izquierda sean muy vulnerables a los caudales de avenidas que comúnmente ocurren durante los meses de verano.

3.1.2 Historia de la Urbanización San Diego

La urbanización San Diego se encuentra ubicado en el distrito de San Martín de Porres, de la provincia de Lima, departamento de Lima, y se asienta en la margen izquierda del río Chillón, en la denominada cuenca baja de este río, precisamente entre la urbanización de Pro (Distrito de los Olivos) y la hacienda Agrícola Chuquitanta (Distrito de San Martín de Porras).

La historia nos relata que la zona fue fundada por el libertador Don José de San Martín en el año 1821, creando el distrito de Carabayllo que abarca todo el norte del Rimac hasta Ancón y de él fueron surgiendo otros distritos. Así, por Decreto Legislativo 11309 del 22 de mayo de 1950 se crea el distrito Obrero Industrial "27 de Octubre" y por Ley 12662 se le cambia de nombre por el de Fray Martín de Porres al canonizarse el beato el 11 de mayo de 1962.

Así se formó el distrito que alberga la urbanización de San Diego, que en sus inicios fue una zona netamente agrícola y que entre años 1970-1980 se va transformando a una zona urbana debido al crecimiento poblacional de la zona, quedando en la actualidad la zona de Chuquitanta como zona agrícola, y que actualmente la municipalidad de San Martín de Porres viene efectuando los estudios para cambiar la zonificación de rural a urbana, en las áreas de su jurisdicción.

San Martín de Porres es un distrito que cuenta con un área total de 17,250 Km², una población aprox. de 380 mil habitantes (51 % en mujeres y 49 % en varones) aproximadamente. Según el estudio realizado el año 1997.

Un dato importante que se puede sacar del censo del año 1993 y nos puede visualizar aun más la gran explosión demográfica que existe en esta zona es que como las áreas rurales que en los años 60 y 70 eran aproximadamente el 73% han pasado a la actualidad a ser solo el 1.2%, perdiendo 2,835 hectárea que han sido urbanizadas.

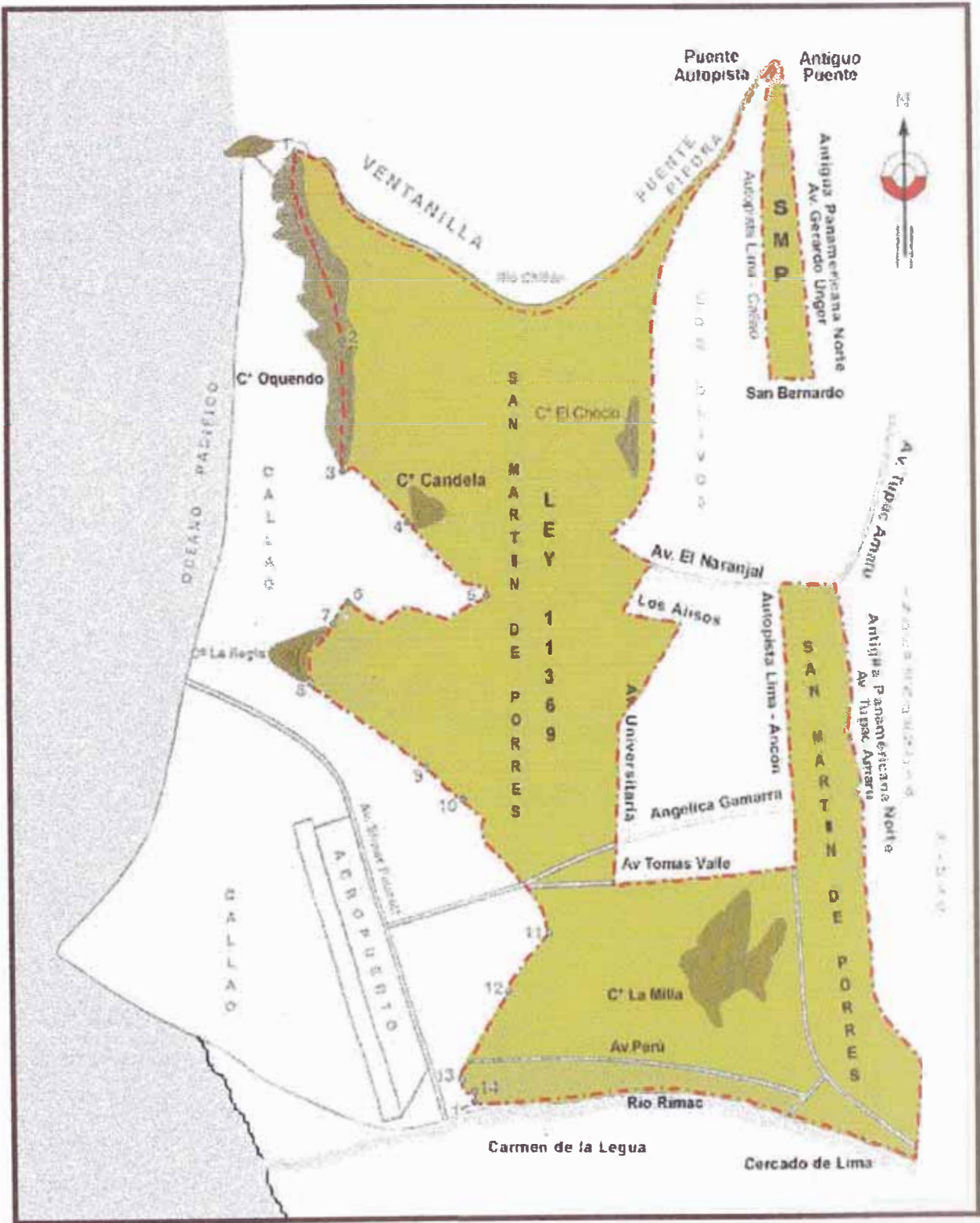
En la actualidad en la cuenca baja del río Chillón, habitan 1' 315,477 habitantes dispersos entre los distritos de Comas, San Martín, Puente Piedra, Ventanilla, Los Olivos y Carabayllo.

Protección Contra Inundaciones en Zonas Urbanas- Urb. San Diego

TABLA 3.1: SAN MARTIN PORRES: Población Censal por Grupos de Edad y Sexo, Área Urbana y Rural
Resultados Definitivos - Censo de 1,993

POBLACION				URBANA			RURAL		
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
SAN MARTIN DE PORRES	380.384	185.013	195.371	378.353	183.961	194.392	2.031	1.052	979
MENOS DE 1 AÑO	7.559	3.874	3.685	7.511	3.845	3.666	48	29	19
DE 1 A 4 AÑOS	29.650	15.011	14.639	29.429	14.903	14.526	221	108	113
DE 5 A 9 AÑOS	34.825	17.514	17.311	34.574	17.387	17.187	251	127	124
DE 10 A 14 AÑOS	36.767	18.276	18.491	36.507	18.129	18.378	260	147	113
DE 15 A 19 AÑOS	41.096	19.130	21.966	40.862	19.009	21.853	234	121	113
DE 20 A 24 AÑOS	41.291	19.766	21.525	41.092	19.667	21.425	199	99	100
DE 25 A 29 AÑOS	38.206	17.962	20.244	38.030	17.880	20.150	176	82	94
DE 30 A 34 AÑOS	34.725	16.686	18.039	34.570	16.611	17.959	155	75	80
DE 35 A 39 AÑOS	28.136	13.534	14.602	28.016	13.480	14.536	120	54	66
DE 40 A 44 AÑOS	21.616	10.807	10.809	21.500	10.744	10.756	116	63	53
DE 45 A 49 AÑOS	15.201	7.522	7.679	15.137	7.486	7.651	64	36	28
DE 50 A 54 AÑOS	12.499	5.917	6.582	12.438	5.885	6.553	61	32	29
DE 55 A 59 AÑOS	10.377	5.083	5.294	10.342	5.061	5.281	35	22	13
DE 60 A 64 AÑOS	9.662	4.759	4.903	9.630	4.739	4.891	32	20	12
DE 65 Y MAS AÑOS	18.774	9.172	9.602	18.715	9.135	9.580	59	37	22

FIGURA 3.3 Plano Oficial del Distrito de San Martín de Porres



3.1.3 Fenómeno de Agradación en la Urbanización San Diego

El fenómeno de agradación como ya lo hemos tratado en el capítulo 1, consiste en el depósito gradual de material en el lecho del río, generando un aumento del nivel del mismo, este fenómeno es un proceso geomórfico que nace como respuesta a un cambio que se produce en el desarrollo del río. Es así que en la zona de la Urbanización San Diego en la cuenca baja del Río Chillón, se encuentra este fenómeno que hace que el nivel del fondo del río esté por encima de la ciudad, como se ve en la foto 1, esto hace incrementar aun más el peligro que corre esta urbanización.

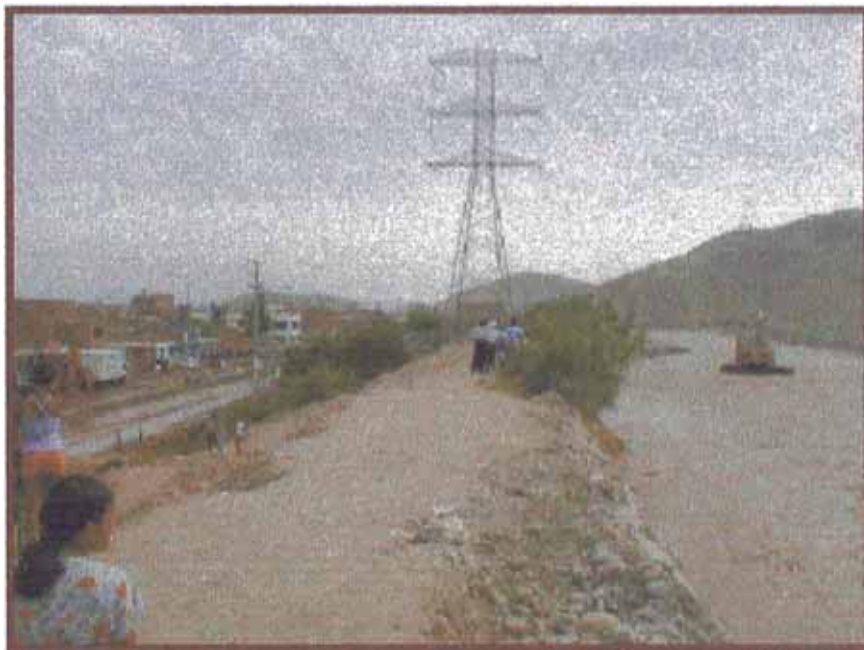


Foto 1: Desnivel Marcado entre el cauce del río y la zona Urbana

El origen del proceso geomórfico de agradación se debe principalmente a dos puntos principales, como son:

a) La disposición topográfica en la zona de la quebrada de Chuquitanta, que se localiza entre una angosta garganta entre los cerros Cordeica, como se puede apreciar en el plano P-1, en donde incluso para agravar aun más el problema, existe un puente llamado el Puente Inca, que comunica la zona de San Diego con la zona agrícola de Chuquitanta, que empeora aun más el poco espacio para el paso normal del agua que trae el río.

b) El avance de las zonas urbanas origina que se acorte aun más el lecho del río, haciendo variar el recorrido normal que tenia el río chillón históricamente en las épocas de avenidas.

Es así pues que en esta quebrada, donde se estrangula el paso del río, se acumula las aguas del río, se forma como un embalsamiento donde las velocidades son mucho menores en este sector del Punte Inca que en los sectores aguas arriba, por lo que todo el material que arrastra las aguas del río desde sus alturas van siendo depositadas en esta zona y así con el paso del tiempo va elevando paulatinamente sus cotas del fondo del río ya que pierde velocidad y fuerza



Foto 2 Estrangulamiento del cauce – Puente Inca



Foto 3 Puente Inca une la zona de San Diego con la Zona de Chuquitanta

3.1.4 Sistemas de Defensa Ribereñas actuales

Tal como se aprecia, los sistemas de defensa actuales han sido construidos artesanalmente sin los criterios técnicos rigurosos que se requieren para la protección de áreas urbanas densamente pobladas. Por otro lado las cotas del río, originan niveles de aguas subterráneas muy elevados que hacen que también se hayan generado filtraciones dentro de las viviendas con anterioridad a los sucesos. Por lo tanto es urgente hacer un estudio integral de defensas ribereñas y de diseño de sistemas de drenaje subterráneo.



Foto 4: Laderas del Río en el tramo de San diego

Como se puede observar e la foto 4, existe actualmente en las laderas del Río Chillón a la altura se la Urbanización San Diego, gran cantidad de basura que dificulta el paso libre el agua en épocas de avenida y cambiando la rugosidad del lecho del río que a la larga elevan el tirante de paso.



Foto 5: Pista paralela al Río Chillón

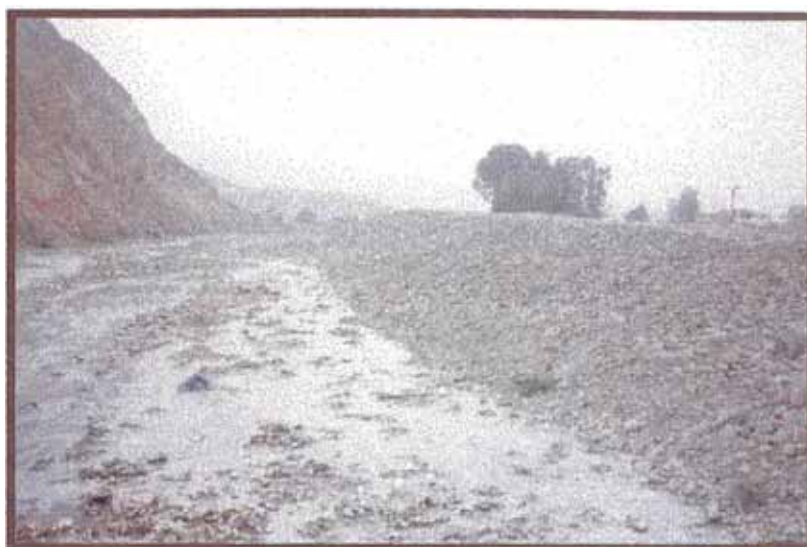


Foto 6: Empedrado actual de defensa el Río Chillón

Como se puede apreciar en la foto 5 y 6, las defensas actuales han sido realizadas artesanalmente, sin un criterio técnico, sino para pasar el apuro han sido colocadas piedras del mismo lecho del río que son fácilmente erosionables con avenidas como las que se registro en marzo del 2001

3.2 DESASTRE DEL 15 DE MARZO DEL 2001

3.2.1. Causas que originaron el desastre

Pasadas las 00 hrs. del 15 de Marzo del 2001, se presentó una caudal de aproximadamente 60 a 80 m³/seg, valores que no representan una situación extraordinaria pues históricamente se han reportado caudales de hasta 180 m³/seg. Bajo esta circunstancias, la probable causa de la inundación habría sido la fisura del dique de la margen izquierda en la zona del parque a la altura de Virgen de Guadalupe.



Foto 7 “Zona de Ruptura de Dique”

La información recibida de la estación meteorológica ubicada en Huaros (parte alta de la cuenca del Chillón, a 3585 msnm) indica que durante los días previos al 15 de marzo del 2001 se registraron precipitaciones continuas (ver Figura 3.4), alcanzando un máximo valor diario de casi 26 mm el día 14 de marzo y en lo que iba del mes de marzo del dicho año ya se tenía registrada una precipitación acumulada de 90 mm, aproximadamente 60% por encima de lo normal, considerando los valores promedios de la estación Oyón (provincia de Cajatambo), que tiene casi la misma altitud que Huaros. Según las noticias, éstas fuertes lluvias ocasionaron daños en las vías que conectan Huaros con Lachaqui.

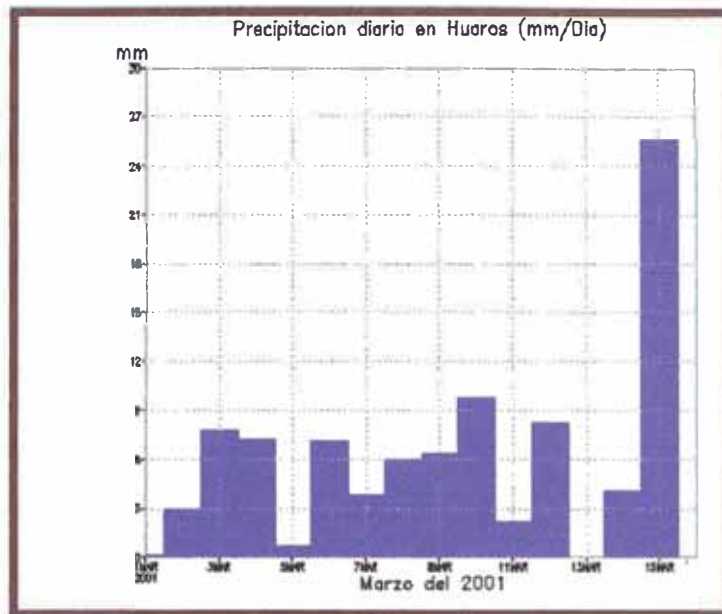


FIGURA.3.4. Precipitaciones diarias en Huaros durante el mes de marzo del 2001

La distribución horaria de las precipitaciones del día 14 se muestra en la Figura 3.5. Notase que aproximadamente a las 4 PM del día 14 de marzo se registró 9mm de lluvias, la mayor precipitación horaria de la temporada de lluvias. Las continuas e intensas precipitaciones habrían ocasionado un rápido aumento del caudal del río Chillón. Todo esto se sumó a las condiciones vulnerables de las zonas ribereñas de la parte baja de la cuenca, ocasionando el desastre.

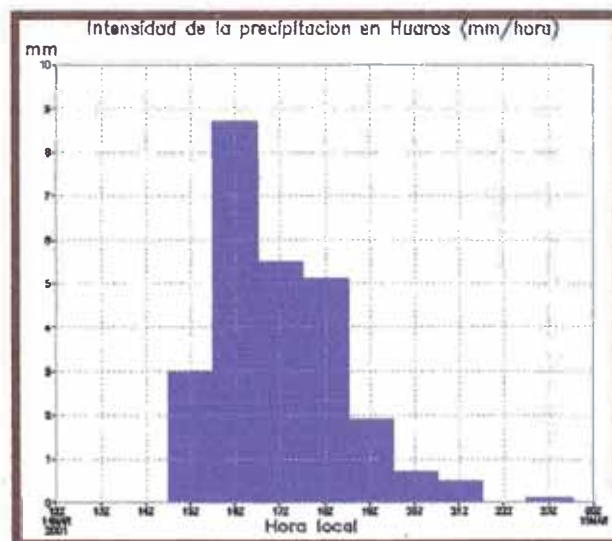


FIGURA 3.5. Precipitaciones horarias en Huaros durante el día 14 de marzo

Estas intensas precipitaciones han sido los que han generado la crecida del río Chillón y posteriormente las inundaciones en el distrito limeño de San Martín de Porras.

El modelo MM5, que el IGP viene utilizando para el pronóstico del estado del tiempo en el Perú y en el departamento de Lima, pronosticó con 48 horas de anticipación las fuertes lluvias del 14 de marzo en la región central de los andes, como se puede ver en la Figura 3.5. Esta figura corresponde al pronóstico de la precipitación acumulada en 6 horas (entre la 1:00pm y 7:00pm del día 14 de marzo del 2001) obtenido con el modelo MM5. La condición inicial corresponde al día 12 de marzo a las 7:00p.m (13 de marzo 00 UTC). Este resultado demuestra que el modelo MM5, en su tercer dominio para Lima, ha sido capaz de pronosticar las intensas lluvias que se dieron durante la tarde del día 14 de marzo, las que según los datos observados ocurrieron entre las 4 y 6pm (figuras 3.6).

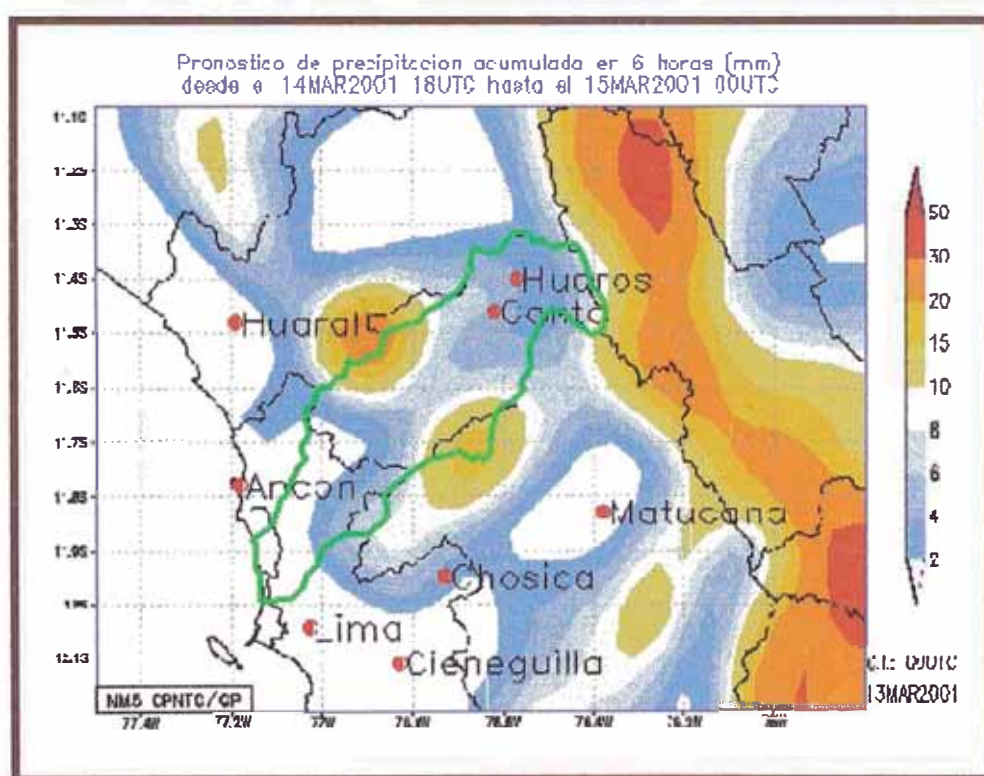


FIGURA 3.6 Precipitación pronosticada por el modelo MM5 desde la 1pm hasta las 7pm del 14 de marzo del 2001

3.2.2. Daños que dejó la Inundación

Como consecuencia, las aguas ingresaron a la zona urbana y debido a la características topográficas del sector se produjo el embalsamiento de las aguas que origino la inundación permanente de un gran sector de viviendas, alcanzándose una profundidad de aguas cercano a los 4 m en la zona este de la manzana A1. Se observo que en algunas calles la velocidad del agua produjo el fenómeno de socavación como en la calle Santa Sofia, donde colapso parte del muro del Colegio 2026 tal como se observa en la Foto 8.

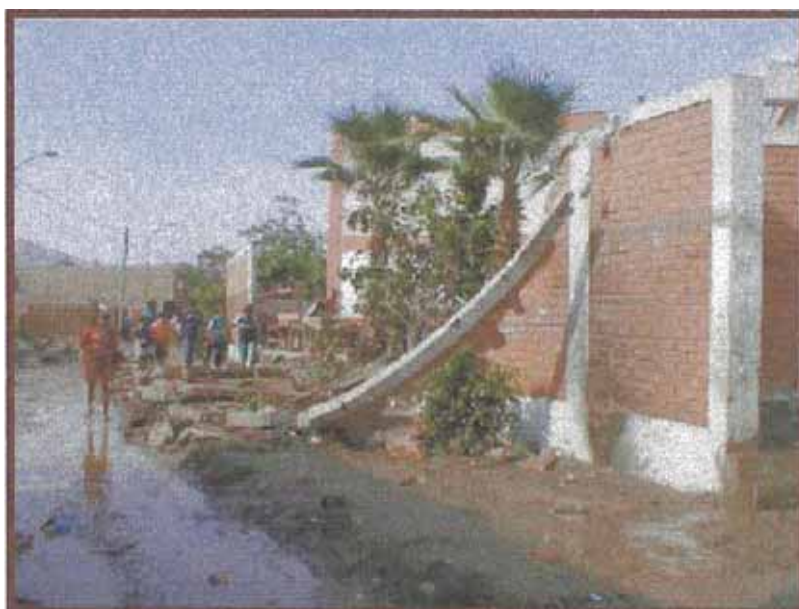


Foto 8: Falla del Muro Colegio 2026

Otro problema generado ha sido el ingreso de gran cantidad de material sólido transportado por el río que ha cubierto completamente parques enteros y calles como se observa en las fotos a continuación.

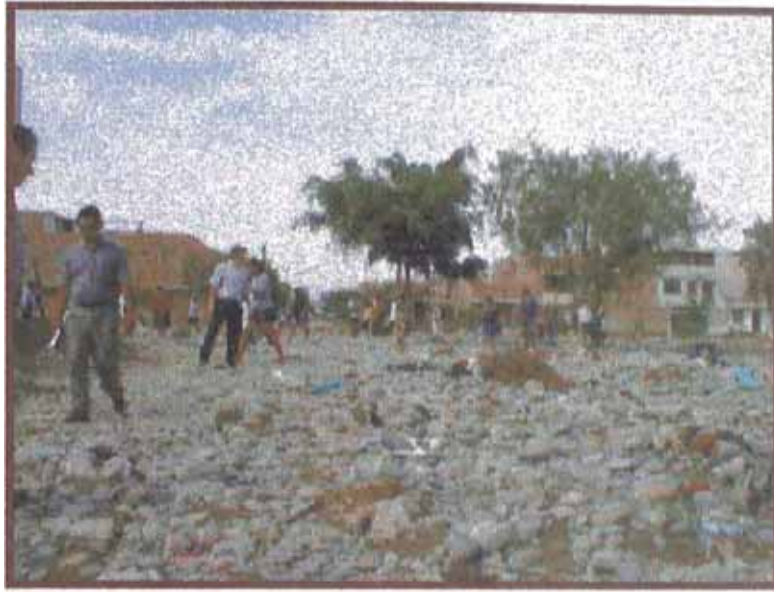


Foto 9: Material sólido depositado Parque altura calle Virgen de Guadalupe



Foto 10: Iglesia en calle Copacabana Obsérvese la marca del máximo nivel de agua alcanzado



Foto 11: Acumulación de Material Sólido frente a la fisura del dique

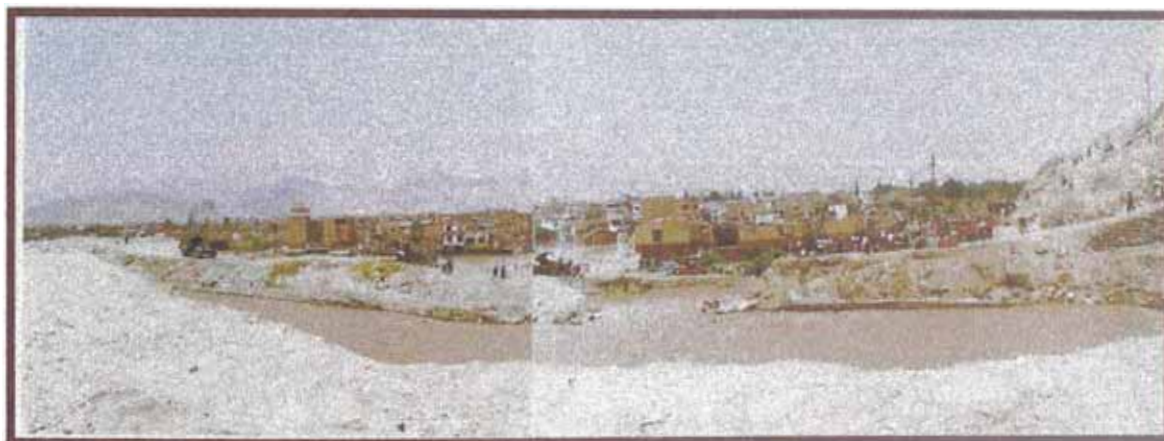


Foto 12: Abertura de emergencia para desaguar el área inundada Puente Inca

Protección Contra Inundaciones en Zonas Urbanas- Urb. San Diego



Foto 13: Urbanización San Diego



Foto 14: Zona crítica de inundación

Luego de la evaluación de daños realizada por personal de la Segunda Región del INDECI y de las Instituciones comprometidas en la problemática, en la zona del desastre, se detalla a continuación la siguiente información:

Protección Contra Inundaciones en Zonas Urbanas- Urb. San Diego

Manzanas afectadas

Mz. A - 50 viviendas

Mz. A3 - 28 viviendas

Mz A4 - 29 viviendas

Mz. A5 - 25 viviendas

Mz. B1 - 14 viviendas

Mz. B2 - 09 viviendas

Mz. B3 - 12 viviendas

Mz. B4 - 28 viviendas

Mz. C - 54 viviendas

Así mismo, en el sector denominado las Flores han sido inundadas 25 viviendas incluido el Centro Educativo N° 2028.

Manzanas afectadas con daños parciales:

Mz. F1 - 13 viviendas

Mz. F -09 viviendas

Mz G - 14 viviendas

Mz J, J1 y J2 - 70 viviendas.

Se ha registrado un total de 1,940 personas damnificadas.

Los daños que ha ocasionado el desborde de las aguas del río Chillón se materializa en la pérdida y deterioro de la mayoría de muebles, artefactos, ropas y enseres del hogar y personales de estas personas.



FIGURA 3.7 Zona Afectada por el desborde del Río Chillón

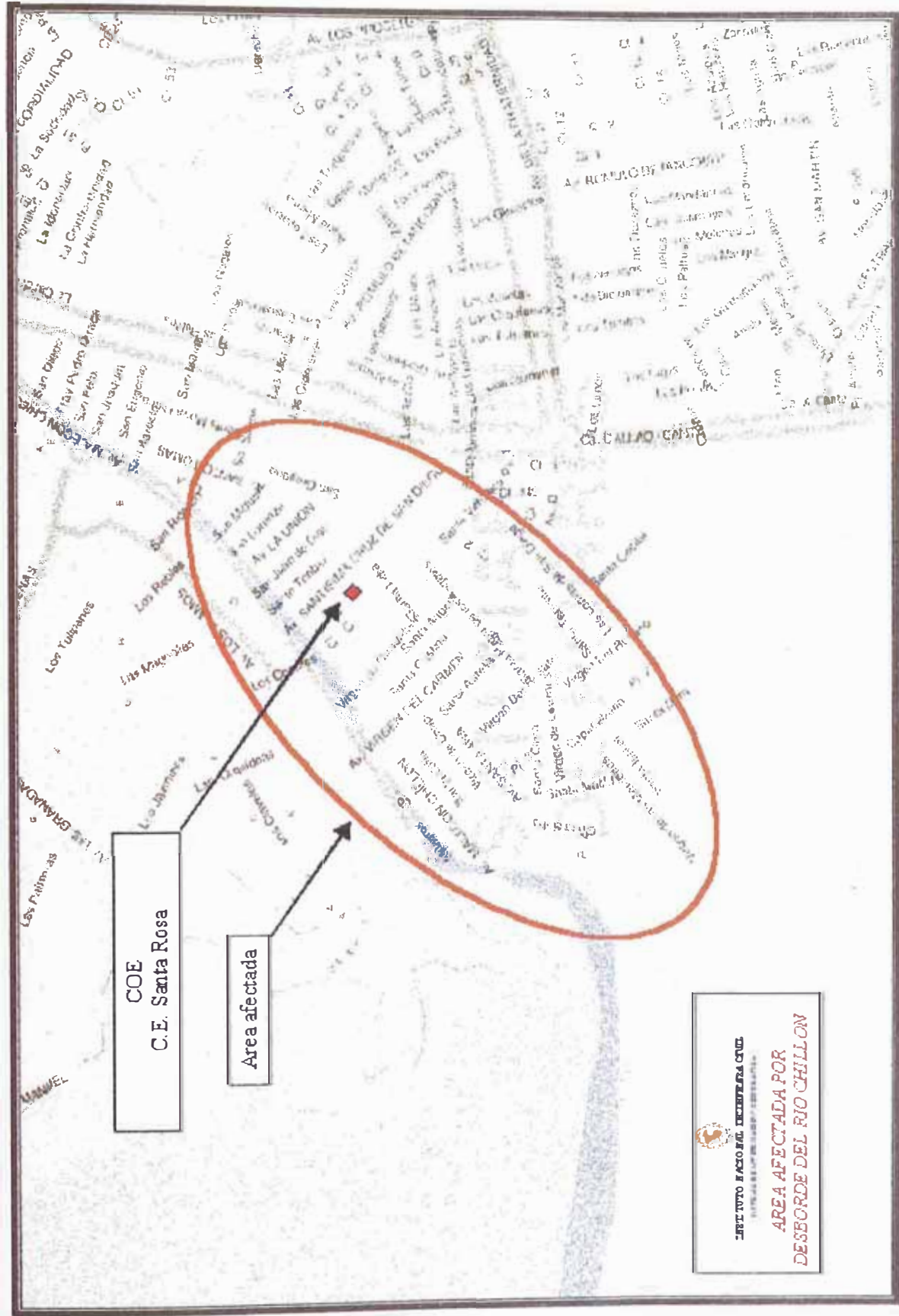


FIGURA 3.8 Área afectada -- Urbanización San Diego

3.3. PROPUESTA DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LA ZONA DE SAN DIEGO

3.3.1. Consideraciones Generales

Para la defensa de la zona urbana de San diego contra las crecidas del río Chillón, realizara todo una propuesta técnica, desarrollada a continuación, con su respectiva memoria de calculo para así poderle dar mas consistencia a nuestra propuesta.

En acápite de nuestro informe describiremos todas las características que tendrá nuestro dique propuesto, para que trabaje eficientemente y soporte la avenida de diseño que en este caso se realizo para un periodo de retorno de 500 años., estas pues desarrolla la altura de dique y su salud, el ancho de corona, el enrocado y por ultimo los tipos de filtro a usar.

Se debe mencionar que para obtener el caudal de diseño, se tomaron los caudales históricos de 40 años, desde el año 1960 hasta el año 1999, y se utilizaron 4 métodos para obtener el caudal con un periodo de retorno de 500 años, estos eran el método de la Curva Duración, el Método de Log-Person Normal, el método de Log-Person tipo 3 y por ultimo el Método Gumbell, de estos 4 métodos se realizo una curva estadística así se pudo obtener el caudal de diseño ($T_r=500$ años) era igual a $231\text{m}^3/\text{seg.}$, se realizaron también los cálculos para 10, 50, 100, 200 y 1000 años.

3.3.2. Estructura de Protección Propuesta

La estructura de protección que se va a plantear es un dique de tierra del tipo homogéneo, que tendrá en la parte que tiene contacto con el río un revestimiento de roca, este enrocado servirá para mejorar la resistencia a la socavación, que ejerce el paso del agua sobre este dique de tierra, así darle mas durabilidad y una mayor vida útil a nuestro dique.

Para poder observar gráficamente todos las partes y medidas que deben cumplir estos diques se recomienda ver el plano P-3, donde se encuentra todas las especificaciones que tendrán nuestros diques.

3.3.2.1. ALTURA DE DIQUE

Para poder darle la altura necesaria a nuestro dique, se tuvo que modelar el río Chillón en el tramo de la Urbanización San Diego, utilizando la teoría de Transito de Avenidas desarrollada en el acápite de 1.3 de nuestro informe.

Se utilizo por lo tanto un programa de cómputo que automatiza estos cálculos iterativos, y que su eficiencia ya ha sido comprobada en diferentes modelaciones realizadas con gran éxito para Sudamérica como es el programa Hec-Ras, este programa pues para realizar sus modelaciones necesita datos básicos como son:

- Ingresar las en coordenadas las secciones transversales de cada estación, para nuestro caso se tomo cada 10 metros desde la progresiva KM 0-50 hasta KM 0+980, siendo un total de 104 estaciones ingresadas. Se puede observar estas secciones gráficamente en los planos ST-1, ST-2 y ST-3, que se anexa a este informe.

- Se debe ingresar el caudal de diseño, para nuestro caso lo modelamos para los caudales con periodo de retorno de 50, 100, 200 y 500 años, como se muestra en la tabla 3.2 que es la que nos da los caudales definitivos usados en nuestra modelación.

TABLA 3.2 Caudales de Diseño usados en el Modelamiento Hidráulico

PERIODO DE RETERNO	50 años	100 años	200 años	500 años
CAUDAL (m3/seg.)	162	183	204	231

La sustentación de estos valores esta mas desarrollado en el anexo 1.1

- Es necesario establecer el coeficiente de rugosidad de Manning,, según como se ve en la foto 4, el valor mas apropiado para simular la rugosidad del lecho del río es de un $n=0.045$ que corresponde a una rugosidad de un canal dragado, pendiente lateral y fondo irregular; en arcillas negras plásticas en la parte superior y hasta arcilla amarilla en el fondo, sus lados son cubiertos son cubiertos con pequeños matorrales y arbustos, teniendo variaciones pequeñas y graduales en las secciones transversales.

- La pendiente que tomara la línea de energía será paralela a la pendiente del terreno, se asumirá un el flujo un flujo normal, por lo tanto le dato de la pendiente se tomara en base a los datos topográficos tomando las cotas del terreno, las que están en nuestro eje del río. Este análisis se desarrolla en el anexo 1.2 donde se obtiene la pendiente promedio con el que se trabajará, en este caso **se tomara una pendiente de 1.2%** de pendiente en el tramo de la urbanización San diego, ya que en todo el tramo existe un desnivel de 12.36 metros en una longitud de 1030m que es todo el tramo que recorre el río Chillón en el sector de la Urbanización San Diego.

Ya con estos parámetros se puede modelar el río por medio de sistemas de computo, y así obtener los tirantes máximo que soportaran nuestros diques, en el anexo 1.3 se podrá encontrar la altura del tirante y la velocidad que alcanza en cada una de las 104 estaciones, de este análisis podemos observar que ante un caudal con periodo de retorno de 500 años en la progresiva KM 0-10 hasta la KM 0 + 140 el dique natural que en la actualidad defiende a la Urbanización es superado, y que por lo tanto necesita que la altura del dique sea levantado, existe también otra zona critica que es la que esta entre la progresiva KM 0+540 hasta la progresiva KM 0 + 940 donde el dique natural fallo en el año 2001, produciéndose la inundación de toda la urbanización, en este tramo el dique natural necesita un mejorar el enrocado, para lo cual es necesario tener el dato de las velocidades por las que discurre las aguas del río.

Por lo tanto para nuestro diseño de altura de dique, y dándole un borde libre que será en el peor de los casos el 25% de la altura del tirante, se obtendrán las cotas de coronación que resulta de la siguiente formula:

$$\text{Cota de Coronación} = \text{Menor cota del lecho de río} + \text{Altura Tirante} + \text{Borde Libre}$$

En la tabla 3.3 podemos observar la cota de coronación de la los diques en los tramos de estudio.

Tabla 3.3 Cotas de Coronación de Dique

Tramo	Estacion	Min Ch El (m)	Tr = 500 años W.S. Elev (m)	Caudal = 231 m ³ /s			COTA DE CORONACION (M.S.N.M.)
				Tirante (m)	Borde Libre (25% Tir.) (m)	cota enrocado (m)	
San Diego	940	105.98	107.98	2.00	0.50	108.48	108.66
San Diego	840	104.6	107.32	2.72	0.68	108.00	108.58
San Diego	740	103.19	106.07	2.88	0.72	106.79	106.79
San Diego	640	102.58	104.63	2.05	0.51	105.14	106.17
San Diego	540	100.84	102.42	1.58	0.40	102.82	103.91
San Diego	340	98.66	101.41	2.75	0.69	102.10	103.88
San Diego	240	98.1	100.28	2.18	0.55	100.83	101.08
San Diego	140	96.8	99.27	2.47	0.62	99.89	101.88
San Diego	40	95.34	99.81	4.47	1.12	100.93	100.93
San Diego	20	94.75	99.74	4.99	1.25	100.99	100.99
San Diego	-10	94.85	99.35	4.50	1.13	100.48	102.83

Para poder observar con mejor detalle la altura de dique en todo su recorrido y su comparación con las cotas del terreno, de las cotas de la urbanización san diego, y de las cotas que alcanzará el espejo de agua con un caudal de 231 m³/seg (Tr=500 años), se recomienda observar el plano P-2 donde se encuentran los perfiles longitudinales en toda la extensión de la Urbanización San Diego.

3.3.2.2. ANCHO DE CORONA

El ancho de corona se diseña de acuerdo a las características de cada río y de cada sección. El diseño depende de cada dique, del material utilizado en su construcción, de la duración de la avenida, etc. Para nuestro caso el **ancho de corona será de 3 metros** por lo que las descargas máximas no exceden los 500 m³/seg.. como lo indica el Bureau of Reclamation.

Es importante notar que por la corona de nuestro dique no pasara autos ni ninguna clase de transporte movilizad, por lo que este ancho es el que mejor se adecua, ya que permitirá solo el transito de las personas autorizadas para el control y mantenimiento del dique.

3.3.2.3. ENROCADO Y TALUD

El enrocado que se colocara estará íntimamente relacionado con el talud que se utilizara pues, a tener un talud más tendido esto le dará mayor estabilidad a la roca para no moverse ante la fuerza de corte que se generan entre la superficie de contacto entre el río y el dique.

Para realizar pues la elección del talud y diámetro de enrocado que iremos a colocar es necesario conocer la fuerza cortante que se muestra en la tabla 3.4, de ahí se ve que para cada sector critico se diseñara con los máximos cortantes en cada zona.

Tabla 3.4 Fuerzas Cortantes

Reach	River Sta	Min Ch El (m)	Tr = 500 años		Caudal = 231		Area (m ²)	Perimetro (m)	Cortante (N/m ²)	Froude # Chl
			W.S. Elev (m)	Tirante (m)	Vel Chnl (m/s)					
San Diego	940	105.98	107.98	2.00	3.78	66.00	37.2	201.847516	0.92	
San Diego	840	104.6	107.32	2.72	2.86	92.58	41.43	254.228746	0.64	
San Diego	740	103.19	106.07	2.88	2.51	83.33	42.92	220.88391	0.53	
San Diego	640	102.58	104.63	2.05	3.97	44.33	36.09	139.744029	1	
San Diego	540	100.84	102.42	1.58	5.16	35.89	42.02	97.1717049	1.57	
San Diego	340	98.66	101.41	2.75	2.48	75.83	41.99	205.455416	0.53	
San Diego	240	98.1	100.28	2.18	4.46	121.59	48.19	287.053829	1	
San Diego	140	96.8	99.27	2.47	4.41	81.70	38.42	241.928542	0.93	
San Diego	40	95.34	99.81	4.47	1.14	124.91	39.82	356.87684	0.19	
San Diego	20	94.75	99.74	4.99	1.48	137.46	41.33	378.384508	0.24	
San Diego	-10	94.85	99.35	4.50	2.17	103.94	33.22	355.963523	0.35	

De esta tabla observamos que para el dique que se encuentra entre las progresivas Km.0-10 hasta la progresiva Km.0+340 será diseñado para soportar una cortante máxima de 378.38 N/m², esta cortante nos da como resultado el uso de un enrocado con un diámetro que pasa 50% de **95cm**, con un talud de **2.5:1(H:V)**, el factor de seguridad es de 1.2.

Para la otra zona critica entre la progresiva Km 0+540 y la progresiva Km0+940, en este sector la máxima cortante a la que se diseño es de 254.22 N/m², lo que haciendo los cálculos nos da un diámetro de **enrocado que pasa el 50% de 90cm**. El talud utilizado para esta zona será de **2:1 (H:V)**, es un poco mas inclinado que en la primera zona ya que la cortante es inferior que en la primera zona de estudio, así también se gana mas espacio y no se obstruye tanto el caucel del río.

Hay que mencionar que la memoria de cálculo de estos enrocados están en el anexo 1.4 donde se puede apreciar con más detalle todos los verificaciones realizadas para poder obtener los diámetros de enrocados, el **factor de seguridad** con que cuentan estos diseños es de **1.2** que es lo mínimo necesario para poder aceptar los resultados obtenidos.

Los taludes usados de 2.5:1 y 2:1, que se usaron fueron tomados porque dan la estabilidad suficiente a la rocas para defender de la erosión que genera el paso del río, y que también el terreno donde se encuentra nos lo permite usar estos taludes por la forma que tiene el lecho de río y por el material en donde se cimentar el dique.

Se debe mencionar que para elegir la profundidad del pie talud, se tomo en cuenta que este debe ser como mínimo dos veces el diámetro de la roca que pasa el 50%, por lo tanto:

Profundidad de Cimentación de Pie de Talud $\geq 2xd_{50}$ (ec.3.1)

Para el primer tipo de dique, que se encuentra entre las progresivas Km 0-10 y Km 0+340 donde el d_{50} del enrocado es de 95cm, la profanidad debe ser mayor que 1.90, para este tipo se utilizo profundidades de 2.35m, y para los diques entre las progresivas Km 0+540 hasta la progresiva Km 0+940, que tiene rocas de d_{50} iguales a 90cm., la profundidad mínima debe ser de 1.80, eligiéndose como profanidad de cimentación del pie del talud para este sector la de 2.15m.

Para elegir la base del pie del talud, se deberá tomar en cuenta que este ancho tiene que ser mayor que dos veces el d_{50} mas la profanidad del tirante.

Ancho de Base de Pie de Talud $\geq 2xd_{50} + \text{Tirante}$ (ec.3.2)

En este caso, los anchos elegidos para el tramo entre las progresivas Km0-10 y Km0+340 será de 5m. y para los diques entre las progresivas Km0+540 y Km0+940 será de 4 metros, estos cumplen con las exigencias de la formula Ec. 3.2

3.3.2.4. FILTROS

El filtro de grava es un material granular que previene el flujo a través de los intersticios del enrocado.

El filtro debe ser diseñado de manera tal que no permita la inmigración de finos del material subyacente (material base) ni pasará a través de la capa superior. Las siguientes relaciones deben cumplirse.

$$\frac{d_{15}(\text{Filtro})}{d_{85}(\text{Base})} < 5 < \frac{d_{15}(\text{Filtro})}{d_{15}(\text{Base})} < 40 \quad \text{y}$$

$$\frac{d_{50}(\text{Filtro})}{d_{50}(\text{Base})} < 40 \dots\dots\dots(\text{Ec 3.3})$$

También se tiene que chequear la interacción que existe el filtro y el enrocado, este filtro pues tendrá también que respetar las siguientes desigualdades:

$$\frac{d_{15}(\text{Enrocado})}{d_{85}(\text{Filtro})} < 5 < \frac{d_{15}(\text{Enrocado})}{d_{15}(\text{Filtro})} < 40 \text{ y}$$

$$\frac{d_{50}(\text{Enrocado})}{d_{50}(\text{Filtro})} < 40 \dots\dots\dots(\text{Ec 3.4})$$

Por lo tanto es necesario tener una granulometría del terreno en el lecho de río, para poder dar las especificaciones que deben cumplir el material de filtro que se piensa usar, por lo tanto en la tabla 3.5 se puede apreciar el porcentaje acumulado del material que pasa.

Tabla 3.5 Granulometría del Terreno Base por tamizado (ASTM-D422)

TAMIZ	ABERTURA	ACUMULADO QUE PASA
	(mm)	(%)
3"	76.20	100.00
2"	50.80	91.80
1.5"	38.10	84.70
1"	25.40	59.40
3/4"	19.05	48.90
3/8"	9.53	39.50
Nro. 4	4.75	34.40
Nro. 10	2.00	30.60
Nro. 20	0.85	24.20
Nro. 40	0.43	12.90
Nro. 60	0.25	5.40
Nro. 140	0.11	1.30
Nro. 200	0.08	0.80

De esta tabla se obtiene la Figura 3.9 que es la Gráfica Granulometría en la cual podemos obtener los d_{50} , d_{15} y d_{85} del material base,

De esta grafica pues obtenemos lo valores de diámetro del material de base:

$$d_{15} = 0.45\text{mm}$$

$$d_{50} = 19\text{mm}$$

$$d_{85} = 38\text{mm}$$

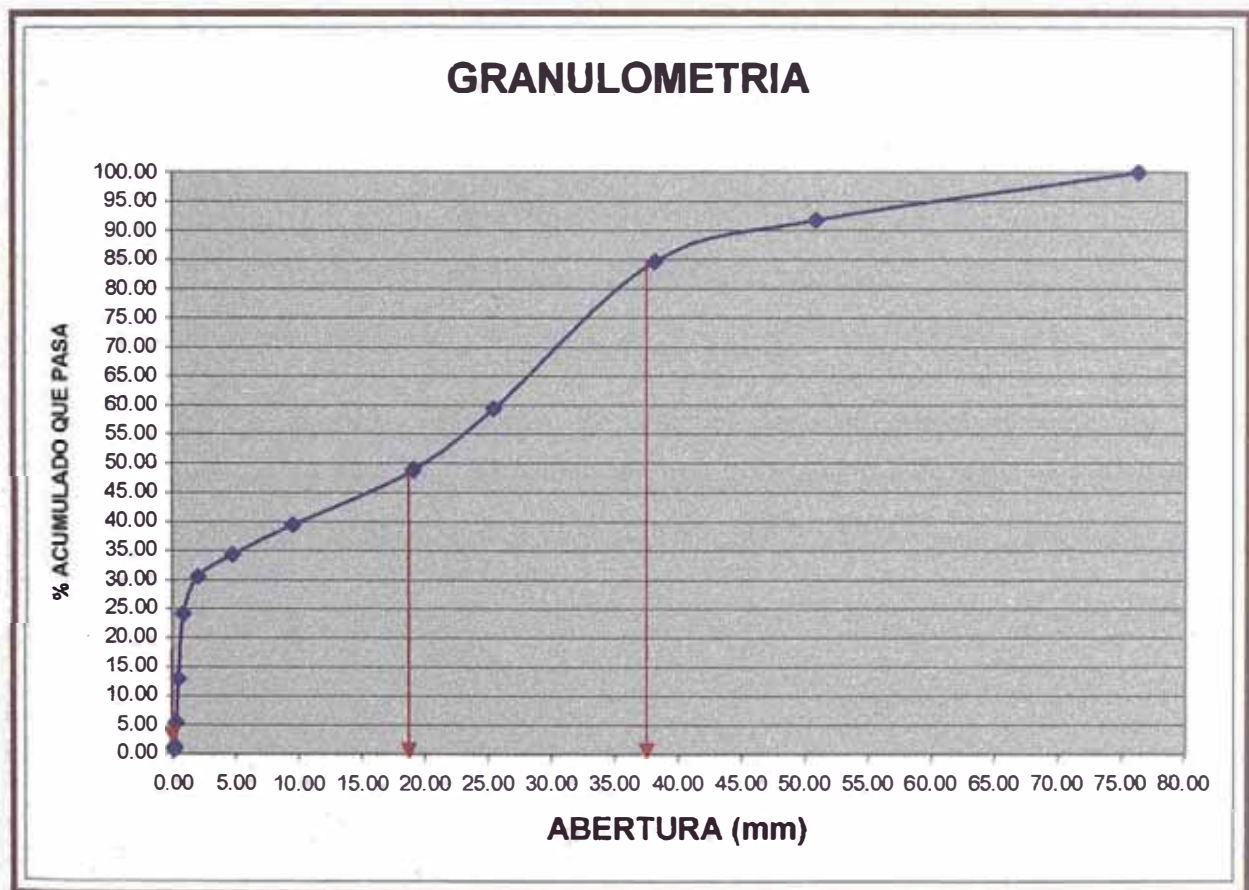
Como ya habíamos desarrollado anteriormente en la parte de enrocado, nuestro d_{50} para en enrocado es de 950mm, por lo tanto se tomara para dar los diámetros de abertura del enrocado los siguientes valores:

$$d_{15} = 430\text{mm}$$

$$d_{50} = 950\text{mm}$$

$$d_{85} = 1900\text{mm}$$

FIGURA 3.9: Granulometría del Suelo en la Urb. San Diego



Ya con estos valores de diámetros podemos utilizar la ecuación 3.3 y 3.4 para obtener los tamaños nominales del filtro, este será:

Para la relación Filtro – Base de la ecuación 3.3

$$d_{15}(\text{Filtro}) < 5x d_{85}(\text{Base}) = 5x38 = 190 \Rightarrow d_{15}(\text{Filtro}) < 190\text{mm}$$

$$5x d_{15}(\text{Base}) < d_{15}(\text{Filtro}) < 40x d_{15}(\text{Base}) \Rightarrow 2.25\text{mm} < d_{15}(\text{Filtro}) < 18\text{mm}$$

$$d_{50}(\text{Filtro}) < 40x d_{50}(\text{Base}) = 40x19 = 760 \Rightarrow d_{50}(\text{Filtro}) < 760\text{mm}$$

y para la relación entre Filtro – Enrocado de la Ecuación 3.4

$$d_{15}(\text{Filtro}) < d_{15}(\text{Enr.})/5 = 430/5 = 86 \Rightarrow d_{15}(\text{Filtro}) < 86\text{mm}$$

$$d_{85}(\text{Filtro}) > d_{15}(\text{Enr.})/5 = 430/5 = 86 \Rightarrow d_{85}(\text{Filtro}) > 18\text{mm}$$

$$d_{15}(\text{Filtro}) > d_{15}(\text{Enr.})/40 = 430/40 = 10.75 \Rightarrow d_{15}(\text{Filtro}) > 10.75\text{mm}$$

$$d_{50}(\text{Filtro}) > d_{50}(\text{Enr.})/40 = 950/40 = 23.75 \Rightarrow d_{50}(\text{Filtro}) > 23.75\text{mm}$$

Por lo tanto de estos dos juegos de desigualdades podemos llegar a concluir que el material granular permeable que servirá como filtro deberá cumplir la siguiente especificación:

$$10.75\text{mm} < d_{15}(\text{Filtro}) < 18\text{mm}$$

$$23.75\text{mm} < d_{50}(\text{Filtro}) < 760\text{mm}$$

$$d_{85}(\text{Filtro}) > 18\text{mm}$$

Así pues en las especificaciones del material granular deberá cumplir con estas especificaciones para garantizar un material permeable por donde fluirá el agua que se infiltra en el dique y que retiene los finos no dejándolo escapar, manteniendo la estructura del dique en buena condición.

3.4 PROPUESTA DE CONTROL DEL NIVEL FREÁTICO EN LA URBANIZACION SAN DIEGO

3.4.1. Consideraciones Generales

Para tener una protección integral de la Urbanización San Diego, se debe realizar un sistema de drenaje subterráneo, por ser esta una zona urbana.

El problema se agrava ya que en este tramo, el río Chillón presenta un fenómeno de Agradación, ya explicado en el capítulo 1, este fenómeno pues hace que el cauce del río este por encima de la ciudad lo que genera que el nivel freático en esta zona sea muy alto, poniendo en riesgo las cimentaciones de las casa, ya que con el tiempo esto genera un deterioro acelerado, trayendo con el tiempo daños estructurales importantes en dichas edificaciones.

Se observa en las diferentes visitas realizadas a la urbanización que la máxima altura que presentan las edificaciones construidas son de 2 o máximo 3 pisos, usando un sistema de albañilería confinada, lo que sus profundidades de cimentación estarán en un promedio de 1 a 1.20m, por lo que para mayor seguridad en nuestro análisis colocaremos como altura máxima que podrá alcanzar el nivel freático de 1.50m.

Es importante mencionar que no existe actualmente un sistema de drenaje en la urbanización San Diego, si existe un sistema de tendido de tuberías para el realizar el desagüe del agua que utilizan los moradores de esta urbanización, teniendo como recolector principal el tendido que se encuentra en la Av. Malecón Chillón; pero que para nuestro sistema no será usado ya que el agua que se piensa captar reduciendo el nivel freático se descargara aguas abajo en el cauce del río Chillón ya que se piensa hacer todo un sistema nuevo de drenaje que se encargue específicamente de disminuir el nivel freático

3.4.1.1. ORIGEN DE LA DESCARGA DE PERCOLACIÓN

Por la disposición topográfica que se presenta en la parte baja de la cuenca del Río Chillón, específicamente en la zona de la urbanización San Diego, en donde el fondo del río esta por encima de la cota del terreno de la ciudad, debido al fenómeno de agradación ya estudiado, es

que el agua que discurre por el lecho del río se va infiltrando por los lados laterales del cauce y por presiones internas se desplaza por los estratos permeables, de esta manera elevando considerablemente el nivel freático, como se puede ver en la figura 3.10

Este fenómeno de infiltración nos produce en el terreno las siguientes características:

- a) El agua que se infiltra alimenta la capa freática, de manera que cuando el drenaje natural no es suficiente, el nivel freático se eleva, por lo que se debe estar controlado este fenómeno para no producir daños a las estructuras que se levantan en la urbanización que queremos defender.

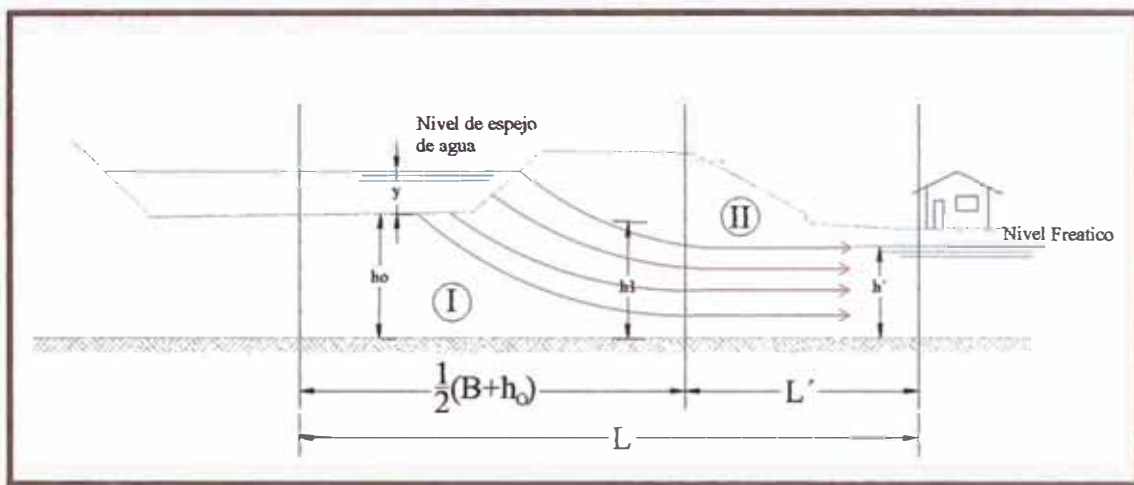


FIGURA 3.10 Proceso de infiltración

- b) Cuando la capa freática está próxima a la superficie, el agua infiltrada procedente del río sigue su trayectoria que en principio es descendente, para hacerse horizontal y ascendente después. El agua que se desplaza de tal forma puede cargarse de sales en los estratos profundos y acumularlas en los superficiales, salinizando el suelo y deteriorando las cimentaciones de las casas.

Es así que para cuantificar la cantidad de agua que se infiltra y así obtener el valor de percolación P , (que es necesario para el cálculo de la profundidad de los drenes subterráneos), está en función de muchos parámetros como lo son por ejemplo la permeabilidad del terreno, la altura del agua en el río con respecto a la capa impermeable, el nivel freático con respecto a la capa impermeable, el ancho del canal, distancia del eje del río al punto donde las líneas de flujo se hacen horizontales, etc. En el anexo 1.5 se desarrollan las fórmulas de Muskat que cuantifican las

perdidas por infiltración, para resolver este problema conociendo previamente todos los parámetros antes mencionados

Para nuestro caso donde los datos son muy escasos, hemos tomado las formulas de Muskat como referencia para asumir un valor de percolación igual a 0.015m/d, que es similar a la percolación que existe en zonas lluviosas, con un terreno similares al que tenemos en San Diego.

Este valor nos sirve ya que el origen del agua que se infiltrara en la zona de San Diego no es por lluvia ya que en esta zona las lluvias son nulas pero la carga de agua que trae el río Chillón y hace que se infiltre en el subsuelo provoca casi el mismo fenómeno como si fuera una zona lluviosa.

3.4.2. Colocación de Sub-drenes en la Urb. San Diego.

Para realizar nuestro diseño nos basamos en la ecuación de Hooghoudt, desarrollado en el acápite 2.6 del presente trabajo.

Por los tanto antes de entrar a la formula se debe mencionar que debido a los estudios de suelos a los que se tuvo acceso nos muestran un solo estrato, antes de llegar a un suelo impermeable, este se encuentra a 4 metros de profundidad, el tipo de suelo de GP que es una grava pobremente graduada.

Analizando los planos de la urbanización se puede observar una estructuración desordenada, existen pocas avenidas que atraviesan toda la urbanización, la mayoría de las avenidas son cortadas, por lo que se tuvo que hacer una serie de análisis de distancias entre las calles principales para poder elegir la ubicación por donde pasaran nuestras tuberías y su profundidad

Asi tenemos:

Distancia entre Av. Malecón Chillón y Av. San Sofia aprox. 65m.

Distancia entre Av. San Sofia y Av. Virgen de Chapi aprox. 50m.

Distancia entre Av. Virgen de Chapi y Av. San Ana aprox. 58m.

Distancia entre Av. San Sofía y Av. Santa Ana aprox. 108m.

Distancia entre Av. Santa Ana y Av. Santa Clara aprox. 50m.

Distancia entre Av. Santa Ana y la Av. S.M. de los Angeles aprox. 132m

En nuestro proyecto de colocación de drenaje subterráneo, plantearemos una sola profundidad para instalación de tuberías, esto se realiza para facilidad de construcción, y porque las profundidades no varían tanto.

Es así que el análisis se realizara para una distancia entre tubos de 140m que es la máxima, esta nos la profundidad mas critica, realizando una serie de iteraciones variando la profundidad para obtener la igualdad de la formula de Hooghoudt, los parámetros y resultados se observan en la tabla 3.6, donde concluimos que **la profundidad mas optima** para la colocación de nuestros tubos que drenaran el agua de infiltración será de **2.2 metros de profundidad**.

TABLA 3.6 Parámetros y Resultados para la aplicación de la formula de Hooghoudt

<i>Permeabilidad del Estrato</i>	<i>K (m/d)</i>	<i>2.50</i>
<i>Espesor del Estrato</i>	<i>E (m)</i>	<i>4.00</i>
<i>Percolación</i>	<i>R (m/d)</i>	<i>0.015</i>
<i>Profundidad de Tubo</i>	<i>H (m)</i>	<i>2.220</i>
<i>Profundidad Optima de la capa freática</i>	<i>p (m)</i>	<i>1.50</i>
<i>Espesor entre Drenes</i>	<i>L(m)</i>	<i>140.00</i>
<i>Radio de los Drenes</i>	<i>r (m)</i>	<i>0.10</i>
	<i>D(m)</i>	<i>1.78</i>
<i>Espesor Equivalente de Hooghoudt</i>	<i>d(m)</i>	<i>20.07</i>
<i>resistencia Horizontal</i>	<i>Rh</i>	<i>0.07</i>
<i>Resistencia Radial</i>	<i>Rr</i>	<i>0.80</i>
<i>1ero Parámetro</i>		<i>19600</i>
<i>2do Parámetro.</i>		<i>19612.9</i>

El primer parámetro es igual a L^2 y el segundo parámetro es igual a

$$\frac{4K(H-p)}{R} (2d+H-p)$$

Para el cálculo de la profundidad de los buzones que emplearon, se tomo en cuenta la pendiente del río que era de 1.2% y el de la ciudad que aproximadamente era de 1%, por lo que

Protección Contra Inundaciones en Zonas Urbanas- Urb. San Diego

nuestra pendiente en todos los tramos para eliminar el agua infiltrada seria de 1%, con esto pues nos asegurábamos que siempre el terreno natura y el fondo del Buzón, iban a tener como mínimo 2 metros de diferencia, y como habíamos calculo esto nos garantizaba que el nivel freático alcanzara máximo 1.50 m de profundidad.

Se emplearon 13 buzones que se dispusieron por toda la urbanización, que tendrán como cota de fondo los que muestra la tabla Nro. 3.7

TABLA 3.7 Cota de Fondo de Buzones

Nro. Buzón	Cota Buzón (msnm)
0	90.99
1	92.50
2	92.92
3	93.44
4	94.80
5	94.32
6	94.02
7	94.48
8	95.03
9	97.28
10	96.43
11	95.94
12	91.88
13	94.34

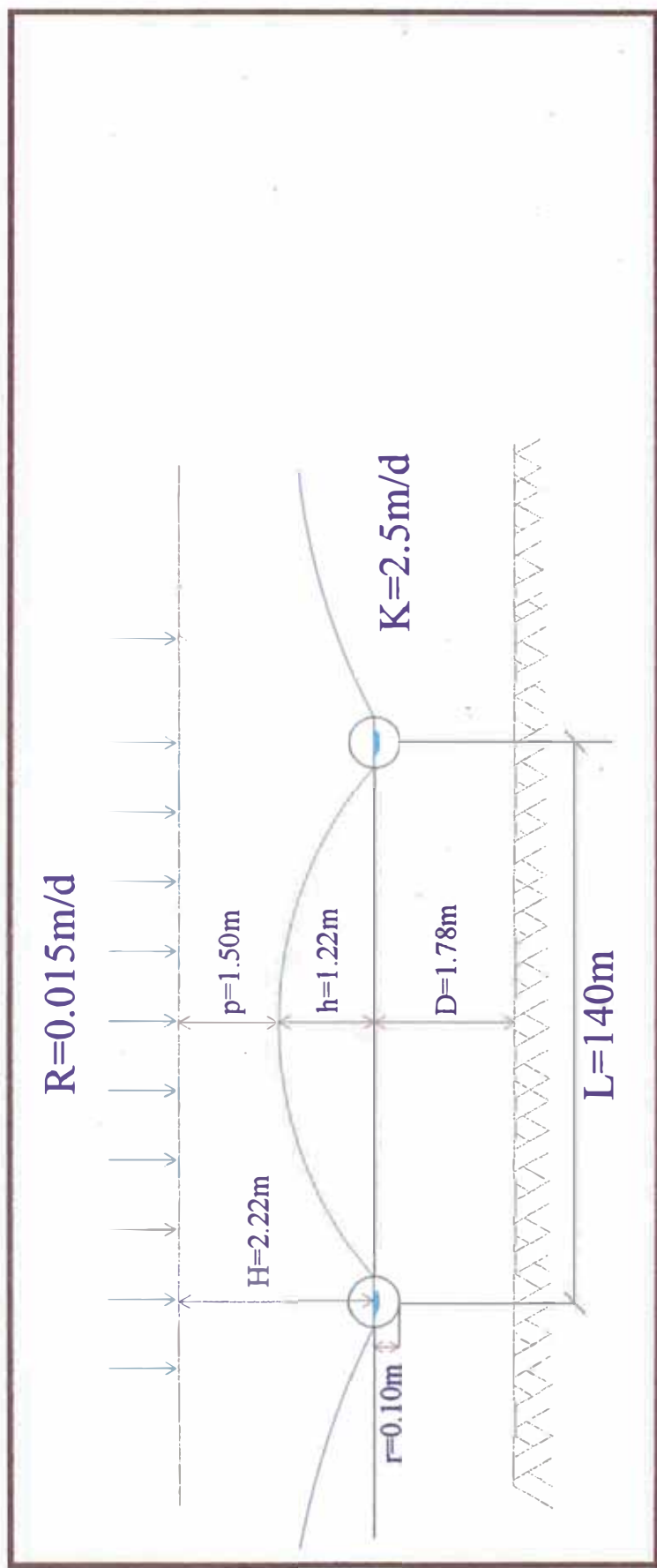


FIGURA 3.11 Esquema de las medidas Generales para el Drenaje de la Urbanización San Diego

CAPITULO IV:
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Luego de haber realizado los estudios que se han desarrollado en este informe y haber realizado los cálculos necesarios para poder solventar técnicamente nuestras soluciones para el problema que afronta la Urbanización San diego podemos llegar a concluir:

- 1.- Un muy grave peligro están corriendo los pobladores de la Urbanización San Diego, pues el desastre ocurrido en marzo del 2001, fue originado con un caudal de entre 60 a 80m³/seg, no siendo este caudal algo extraordinario, pues el máximo caudal registrado fue de 180m³/seg, registrado en los años 70, pero que paso desapercibido por lo que anteriormente estas eran zonas agrícolas que periódicamente eran inundadas por el Río Chillón, pero que por la explosión demográfica ocurrida en Lima en los años 70 y 80, origino la formación de nuevos asentamientos humanos, sin una adecuada planificación por parte de las municipalidades, y agravado por la ignorancia de los pobladores en establecerse en zonas de alto grado de peligrosidad.

- 2.- Para poder dar una solución más optima, nuestros caudales de diseño fueron de hasta 500 años como periodo de retorno, este valor se decidió debido a que eran personas humanas lo que íbamos a defender, por lo que había que ser mas estricto, pues un mal diseño de una defensa es mucho mas grave que no realizar ninguna defensa para la urbanización, ya que seria mucho mas grave realizar la defensa, crear en la población confianza y que al momento de la avenida estas defensas fallen provocarían mucho mas perjuicio pues las nuevas casas o obras que se construyan en esta urbanización no estarán preparas para dicho evento.

- 3.- Para la protección de la urbanización San Diego contra las crecidas del río, se opto por proponer la construcción de diques de tierra con enrocados de protección, por trabajar en forma eficientemente y adecuarse al problema perfectamente, esto sin agregar que económicamente era mucho mas rentable que el tipo de defensa con muros de concreto armado, por lo que antes de hacer la modelación, se tomaron como datos los caudales de diseño que para 500 años que es de 231m³/seg, (se realizo la modelación para 10, 50,

100,200, 500 y 1000 años para poner tener una noción mas amplia pero se uso solo los resultados que se tuvo con los caudales 500 años) el coeficiente Rugosidad de Manning utilizado fue de 0.045 el mas apropiado y las estaciones se tomaron cada 10 metros desde el km0-50 hasta el km 0+980.

- 4.- Es importante remarcar que nuestro conteo de las estaciones son desde aguas abajo hacia aguas arriba, siendo el Km. 0 la quebrada que existe por la zona del puente Inca, abarcando un levantamiento desde el km 0-50 hasta el km 0+980
- 5.- Al realizar nuestras modelaciones hidráulicas, pudimos observar dos zonas criticas por los que nuestros diseños de los enrocados fueron especiales para estas zonas, en la primera que es entre la progresiva km 0-10 y km 0+340, donde se encontró la mayor fuerza cortante debido a que existe en esta zona una quebrada que embalsa el agua en épocas de avenida, esta cortante llega a 378 N/m², lo que origina que en este sector se utilicen piedras de 95cm como diámetro 50, con un factor de seguridad de 1.2, otro sector critico en la zona por donde se desbordo el año 2001, es en la progresiva km 0+540 hasta la progresiva 0+940, en este sector no se encontró la mas alta cortante, pero por el material que se encuentra conformado la defensa actual y la disposición topográfica, ameritaba una defensa especial en esta zona, pues se dispuso para esta zona un diámetro 50 de 90cm , 5 cm. menos que en el anterior pero con un talud mas pronunciado un $Z=2$, donde el sector anterior de la quebrada se utilizo el talud $Z=2.5$, algo mas echado, para mejorar el equilibrio de las rocas que van a defender la zona.
- 6.- Debido al fenómeno de agradación que existe en la zona, donde el río, va depositando sedimentos en su cauce, por lo que el nivel de río va subiendo de cota con el tiempo, esto pues ha originado que el nivel del río este por encima de la ciudad, lo que en los meses de enero a marzo cuando el río trae una carga de agua significativa, el nivel freático de la urbanización es elevada, por lo que genera deterioro en la cimentación de las casas que con el tiempo colapsaran debido a este efecto, por lo que para darle una solución mas integral, se

dispuso un sistema de drenaje, con tubos enterrados que recorren las calles mas cercanas al río, para así disminuir el nivel freático hasta 1.50m como máximo, es decir así tener a salvo las cimentaciones de las casa de la urbanización que por lo general llegan a una profundidad de 90cm a 1m. en el peor de los casos, en las visitas realizadas no se encontraron edificaciones de mas de tres pisos por lo que se estima esta profundidad de cimentación.

- 7.- La avenida Malecón Chillón, es por donde pasara el colector principal, las tuberías secundarias serán las avenidas Santa Rosa, Santa Clara y Sm. De los Ángeles, con estos tres tendidos de tuberías enterradas, se espera capturar la mayor cantidad de agua subterránea posible y así mantener el nivel freático a un máximo de 1.50m. de profundidad, estando los tubos a una `profundidad de 2 metros siendo estos tubos de 8” de diámetros, por los que se eliminara el agua infiltrada en el subsuelo.

RECOMENDACIONES

La principal recomendación que se puede hacer es invocar a las autoridades competentes que pongan atención a este problema que espera una solución por parte de los pobladores de San Diego, que año tras año en las épocas de Enero a marzo corren gran riesgo, para que por medio, de estas autoridades se genere los recursos necesarios para hacer todo un sistema de defensas contra estas inundaciones, y todos los derivados que este genere, pues hasta el momento no se ha hecho nada técnicamente correcto pues después del desastre en marzo del 2001, solo se procedió al acumulación de piedras en las laderas de los ríos, pero que ante una avenida estas defensas resultarían inservibles.

Se debería tener un mejor plan de crecimiento de las ciudades, tener una adecuada planificación urbana, que contemple las diversas zonas que existen para un buen desarrollo de las ciudades, así como establecer las zonas intangibles o zonas de alto riesgo, dándole un uso adecuado estableciendo así barreras vivas, esto puede ser creando campos deportivos o zonas de esparcimiento donde la ocupación de estos lugares nos son las 24 horas del día.

Protección Contra Inundaciones en Zonas Urbanas- Urb. San Diego

La urbanización requiere urgente del sistema drenaje, ya que los cimientos de las construcciones realizadas en la urbanización se ven atacadas por el salitre y el agua del subsuelo pudiendo llegar con el tiempo hacer colapsar las construcciones, por lo que se debe hacer conocer que no solo basta los diques de defensa, pues sin un sistema de drenaje la urbanización va seguir teniendo problemas, por lo que las autoridades deberían poner en marcha todo un plan integral que contemple la construcción de los diques de defensa y el tendido de los tubos para drenar el agua subterráneo que se genera y así defender esta urbanización, y darle una completa seguridad a los pobladores que sus vidas y sus inmuebles no corren riesgo

BIBLIOGRAFIA

1. INTRODUCCIÓN A LA HIDRÁULICA FLUVIAL

AUTOR : Dr ARTURO ROCHA

EDITORIAL : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

AÑO : 1998

2. CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS

AUTOR : ARMIN SCHOCLITSCH

EDITORIAL : GUSTAVO GILI

AÑO : 1968

3. HIDROLOGIA APLICADA

AUTOR : VEN TE CHOW – DAVID R. MAIDMENT

EDITORIAL : McGraw Hill

AÑO : 1994

4. HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS

AUTOR : VEN TE CHOW

EDITORIAL : McGraw Hill

AÑO : 1998

5. INUNDACIONES Y REDES DE DRENAJE URBANO

AUTOR : UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

EDITORIAL : COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

AÑO : 1992

6. PROYECTO DE ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON

AUTOR : RAFAEL RODRÍGUEZ

EDITORIAL : SINDICATO DE INVERSIONES RUSTICAS Y URBANAS

AÑO : 1971

7. RIEGO Y DRENAJE

AUTOR : BERLIJN, JOHAN

EDITORIAL: Trillas - México

AÑO : 1997

8. PROYECTO DE PRESAS PEQUEÑAS

AUTOR : BUREAU OF REGLAMATION.

EDITORIAL : DOSSAT - MADRID

AÑO : 1970

9. TESIS : “PLAN DE DEFENSAS CONTRA INUNDACIONES”

AUTOR : HAGUI SHIRONOSHITA, SUSANA

10. TESIS : “ DEFENSAS RIBEREÑAS DEL RIO RIMAC”

AUTOR : LEON CHINCHAY ELIZABETH

**11. TESIS “DEFENSA RIBEREÑA Y REHABILITACIÓN DE LA
COSTA VERDE”**

AUTOR : PORTALINO SEGUNDO, LUIS ALBERTO