

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El agua, como elemento vital ha obligado al hombre a vivir cerca de donde encontrarla; principalmente a la orilla de ríos y arroyos, lagos y junto a manantiales y oasis. Por ser los ríos más numerosos y extensos, una mayor parte de la humanidad ha vivido en sus riberas. Así, las primeras civilizaciones se lograron en aquellas regiones en que, además del agua, se contó con grandes planicies que pudieron ser regadas y permitieron el desarrollo de la agricultura. Tal fue el caso de civilizaciones como la egipcia y mesopotámica.

La relación histórica entre el hombre y los ríos ha sido una constante lucha para aprovechar sus beneficios y evitar o reducir sus daños o desventajas.

Entre los beneficios y usos que los ríos proporcionan se puede citar:

- Fuente de agua para uso humano
- Fuente de agua para consumo animal
- Fuente de agua y fertilizantes para la agricultura
- Vías de navegación y medio de transporte
- Fuente de energía mecánica y eléctrica
- Fuentes de materiales pétreos: principalmente, grava y arena
- Lugar de recreo y esparcimiento.

Y entre sus principales daños o desventajas es posible mencionar:

- a) Presentan un obstáculo para su cruce
- b) Tienden a destruir constantemente las obras hidráulicas que se construyen para aprovecharlos; ya sea por erosión o azolvamiento
- c) Destruyen las construcciones y cultivos que están sobre sus márgenes cuando ocurren corrimientos laterales o se desarrollan meandros
- d) En época de sequía pueden dejar de conducir el mínimo de agua demandada

e) En época de lluvias pueden producir inundaciones.

En este trabajo se hará referencia a esta última desventaja de los ríos: las inundaciones, así como a las acciones que el hombre puede emprender para evitarlas, reducir en lo posible sus efectos, o cuando menos predecir su ocurrencia con antelación, para avisar y alertar a los ribereños oportunamente.

1.1 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

El departamento de Tarija y sus poblaciones principales han venido experimentando en los últimos años una rápida expansión poblacional e industrial. Esto ha traído como consecuencia un crecimiento acelerado del área urbana. Por otra parte la zona urbana de la ciudad capital, está atravesada por varias quebradas que tienen eventos hidrológicos extraordinarios.

El crecimiento señalado ha provocado la ocupación del valle de inundación y hasta los propios cauces de avenidas con viviendas y otras instalaciones. La actividad así generada, próxima a las márgenes ha contribuido a reducir sensiblemente la capacidad de conducción de los cauces.

Hay que añadir además que en el campo también se ha manifestado el mismo fenómeno, a fin de aprovechar mayor superficie en las labores agrícolas.

Las medidas que pueden emplearse para encarar la problemática de las inundaciones pueden ser estructurales (directas) y no estructurales (indirectas). Las primeras implican diseño y construcción de diferentes obras que protegen directamente los objetivos deseados, y las segundas están vinculadas con la prevención, alerta y organización de las zonas que pueden ser afectadas.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Los caudales de avenida son hechos que serían irrelevantes, hasta cierto punto, si no hubiese estructura social en las márgenes de los ríos o quebradas.

Municipio y Gobernación han encarado trabajos puntuales en algunas zonas, en forma parcial e insuficiente, que de ninguna manera garantiza la seguridad tanto de las vidas humanas ni de las inversiones económicas efectuadas. Se puede asegurar que el riesgo está latente en época de lluvias.

Al mismo tiempo no se conocen planes para la prevención de desastres naturales ocasionados por inundaciones.

1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.3.1 Objetivo General

El objetivo general de este proyecto es el de mostrar las acciones que el hombre puede emprender para evitar las inundaciones, reducir sus efectos o predecir su ocurrencia.

Realizar un análisis técnico para evitar inundaciones y reducir sus efectos de ocurrencia, aplicado al río Guadalquivir en su margen derecho a la altura de la comunidad de Rancho Sud.

1.3.2 Objetivos Específicos

Los objetivos específicos planteados en el proyecto son los siguientes:

- Mostrar las acciones o medidas directas para encarar las inundaciones futuras.
- Mostrar las acciones o medidas indirectas para mitigar riesgos de inundaciones futuras.

1.4 ALCANCE

El alcance que se pretende es exponer teóricamente todas las acciones tanto directas o indirectas para evitar las inundaciones. Dentro de las directas, mostrar cuáles son las acciones estructurales y efectuar una aplicación práctica y dentro de las indirectas las alertas y organizaciones para la prevención de desastres de este tipo.

Dar solución mediante alternativas a sucesos o contingencias de la naturaleza con enfoques técnicos y además efectuar una aplicación práctica al río Guadalquivir en su margen derecho a la altura de la comunidad de Rancho Sud, tomando en cuenta acciones Directas e indirectas.

CAPÍTULO 2

CONSIDERACIONES GENERALES

El comportamiento de los ríos, la forma de encauzarlos, protegerlos y aprovecharlos, la interacción entre las corrientes de agua y los sedimentos, la acción del río contra las obras que en ellos son construidas y las modificaciones y alteraciones que sufren por la presencia de esas obras son estudiados por la hidráulica fluvial.

Esta rama del conocimiento se deriva de la hidráulica y por tanto le son comunes todos los principios y leyes fundamentales de ésta, la que a su vez los toma de la física por ser la hidráulica una parte de esa ciencia.

Debido a que la interacción entre el flujo y los sedimentos no ha sido aun totalmente comprendida, no existen leyes fundamentales propias de la hidráulica fluvial que expliquen todos los fenómenos en que interactúen los sedimentos, su movimiento y el flujo. Por ello, la Hidráulica Fluvial tiene un carácter predominantemente empírico.

En este trabajo se describen las principales acciones involucradas en el control de inundaciones, sin presentar ningún método de cálculo, ya que sólo se pretende mostrar las obras y procedimientos que permiten proteger las vidas humanas y animales, terrenos de cultivo, obras y construcciones en general, del efecto devastador de una avenida o creciente, para finalmente desarrollar una aplicación práctica en el área rural.

A lo largo de los ríos se pueden distinguir varias zonas con características peculiares. Desde el punto de vista de la capacidad de conducción del agua y de los desbordamientos se puede adoptar una clasificación simplista, pero útil para distinguir algunos comportamientos y características de los cauces. Debe tenerse en mente lo burda de esta clasificación y de cualquier otra ya que cada río o mejor dicho cada tramo de río, tiene unas características y comportamiento que le son propias y lo diferencian de los demás y que obliga a conocerlas antes de plantear la solución de un problema. No existe aún una generalización de soluciones, aunque algunas de ellas se apliquen a la mayoría de los ríos.

Volviendo a la clasificación mencionada, los tramos de los ríos se pueden dividir en:

DE MONTAÑA. Se encuentra en la parte superior de las cuencas y se distingue por presentar algunas de las características siguientes:

- Fuertes pendientes, tanto a lo largo del cauce como transversalmente, lo cual evita desbordamientos ya que el flujo, en mayor o menor grado se encuentra confinado lateralmente.
- El fondo está cubierto de roca o sedimentos de gran tamaño.
- Secciones muy irregulares. Esto y lo señalado en el punto precedente conlleva a grandes pérdidas de energía hidráulica.
- Altas velocidades de la corriente.
- Carecen de zonas apropiadas para la agricultura.
- En general, tanto el cauce como la cuenca correspondiente, se encuentran bajo un proceso erosivo.

Puesto que los cauces se forman entre montañas, al ocurrir una avenida, los niveles del agua suben sin que haya desbordamientos. La erosión que ocurre en esta zona depende del clima, de las características de la superficie del terreno, composición de las rocas y de los cauces, de la geometría y topografía de la zona, de la vegetación, distribución e intensidad de las lluvias, por no citar sino las más importantes. En las zonas húmedas, la vegetación tiene una influencia notable ya que amortigua o evita el impacto de las gotas de lluvia contra el suelo y rocas, puede reducir los tiempos de concentración de los escurrimientos, facilita la infiltración del agua y es un obstáculo al libre arrastre de los sedimentos con lo que se evita que la cuenca los pierda y lleguen a los cauces; al grado que muchos ríos, arroyos y torrentes formados en zonas boscosas conducen agua clara, libre de sedimentos en suspensión, durante la mayor parte del año.

En zonas semiáridas ocurre lo contrario; las lluvias torrenciales son escasas y pueden presentarse con espaciamiento de varios años. En el intervalo, la acción del clima contra las rocas y suelos expuestos es notable ya que la acción del calor, heladas, viento y agua, aunque esta última sea escasa, alteran, descomponen o fracturan a las rocas. El producto pétreo de esa acción queda en condición precaria de estabilidad, ya que las pendientes son muy fuertes, y por tanto, se requiere muy poca energía para que inicien su deslizamiento o movimiento hacia zonas más bajas donde se concentra y escurre agua.

Cuando ocurre una lluvia torrencial, las gotas de lluvia son capaces de mover grandes cantidades de partículas que al saltar cuando son golpeadas tienen una probabilidad alta de caer a una elevación menor. Por otra parte, desde una mínima concentración de flujo hasta un arroyo encuentran en su recorrido partículas sueltas en gran abundancia que transportan hacia los cauces principales. Ello produce una erosión notable de la cuenca, y un transporte de sedimentos muy intenso en los cauces, al grado que en algunos de ellos en vez de escurrir agua, escurre un fluido formado por lodo, agua y partículas de todos tamaños que se desliza a altas velocidades y con gran capacidad erosiva y destructiva a pesar de sus cortos períodos de existencia.

Nótese que al hablar de la zona de montaña sólo se han descrito sucintamente dos condiciones extremas en función de la vegetación principalmente, pero que existe una gama de condiciones intermedias.

ZONA DE PIE DE MONTE. Esta zona se encuentra en la región inmediata aguas abajo de la zona de montaña franca, aunque no por ello no existan cerros y topografía accidentada. Se distingue por algunas de las siguientes características:

- Disminución de la pendiente longitudinal del río.
- Disminución del tamaño de los sedimentos que forman el cauce. Ausencia de rocas y cantos rodados, aunque puede haber boleó y gravas en gran cantidad o casi exclusivamente. Los sedimentos se encuentran muy bien graduados y puede acorazarse el fondo.

- Pueden existir áreas aledañas a los cauces aptas para la agricultura. Áreas que se han formado por pasados procesos de sedimentación. Están sujetos a inundaciones cada vez que se sobrepasa la capacidad hidráulica del cauce; sin embargo se pueden ubicar los asentamientos humanos fuera del alcance de las aguas.
- Al bajar las aguas en el cauce principal se terminan las inundaciones, ya que existe un buen drenaje por lo indicado en el punto anterior.
- La cuenca está sujeta a procesos erosivos, aunque los cauces y zonas inundables estén bajo procesos de sedimentación.
- Las avenidas duran unas cuantas horas o días.

Esta zona puede variar mucho dependiendo principalmente de la topografía. Cuanto más corta es y mayor el cambio de pendiente, más intenso es el proceso de sedimentación, al grado de no existir cauces definidos ya que con cada avenida se rellenan de sedimentos y el agua escurre por otras partes y se forman o reconocen nuevos cauces que posteriormente también son rellenos y abandonados y el agua nuevamente llega a escurrir sobre antiguas áreas en que ya había escurrido. Ríos trezados o con islas existen en esta zona, lo cual también es función de la distribución anual de los escurrimientos.

Los ríos pueden transportar grandes cantidades de sedimentos finos (transporte de lavado), aunque los mayores volúmenes transportados son de material del fondo. En la época de estiaje el transporte de sedimentos puede llegar a ser nulo, entre otros factores por el acorazamiento del fondo.

Cuando se producen grandes avenidas el agua se desborda, pero se pueden limitar con precisión las áreas que pueden ser cubiertas por las aguas, en función de los gastos escurridos. Las inundaciones debidas exclusivamente al agua llovida son escasas o nulas porque las zonas planas cuentan con pendiente suficiente para un buen drenaje natural.

ZONA DE PLANICIE. Es la zona plana sin elevaciones de importancia que se extiende en la parte baja de los ríos antes de desembocar al mar. Se reconoce por alguna de las siguientes características:

- Las pendientes de los cauces son muy bajas y por ende las velocidades del flujo.
- El fondo y las márgenes están constituidos con sedimentos finos, los cuales pueden cambiar desde arenas hasta arcillas. La mayor parte de las márgenes son francamente arcillosas y muy resistentes a la erosión.
- Los ríos y arroyos escurren y forman sus cauces sobre sedimentos que han transportado en otras épocas.
- La planicie o cuenca y los cauces se encuentran bajo un proceso de sedimentación.
- Cuando las márgenes son arenosas, los corrimientos laterales de los cauces son continuos, pero pueden controlarse con cierto grado de seguridad con obras marginales, ya que al ocurrir grandes avenidas no se incrementa notablemente la velocidad del flujo. Los incrementos de velocidad son menos notables cuanto más cerca se está de la desembocadura.
- El desnivel entre la superficie del agua en estiaje y el terreno natural que forman las márgenes y planicies se incrementa a medida que se incrementa la distancia a la desembocadura. Esto puede ser notable cuando la zona de planicie está muy bien desarrollada y su extensión es de centenares de kilómetros.
- Cuando hay desbordamientos, grandes extensiones son inundadas y permanecen así aun después de haber descendido los niveles en el cauce principal, por no contar con drenaje adecuado o estar a elevaciones menores que el río.
- Por lo anterior también grandes áreas están sujetas a inundaciones por efecto del agua llovida localmente.
- Las mejores y más extensas áreas de cultivo se encuentran sobre la planicie, aunque también pueden existir grandes zonas pantanosas.
- Una avenida puede durar varios días o semanas.
- Los ríos principales pueden ser navegables todo o gran parte del año.

En estas zonas es donde inicialmente se desarrollaron las grandes civilizaciones ya que en ellas se contaba con agua suficiente prácticamente todo el año, había terrenos planos y extensos para la agricultura y se dispone con un medio de transporte adicional, el propio río y con comunicación al mar.

En esta zona se desarrollan los grandes meandros y deltas. Estos últimos cuando las mareas no son notables. Además el río generalmente forma cauces bien definidos aun en los deltas.

Desde el punto de vista de las inundaciones, la principal desventaja de estas zonas consiste en que por no poder contar con partes altas, los asentamientos humanos quedan sujetos a inundaciones periódicas.

El gasto de cualquier corriente natural es variable, dependiendo de la distribución que tengan las lluvias en su cuenca, tanto en tiempo como en espacio; así también lo son las elevaciones de los niveles de las aguas subterráneas en la cercanía de los cauces. Cuando los gastos son altos ocurre con frecuencia que los caudales rebasan la capacidad de conducción del río, y las aguas se desbordan e inundan las tierras aledañas. Dependiendo de la topografía de las zonas adyacentes las aguas pueden cubrir unos cuantos metros a cada lado de la orilla o varios kilómetros. Una vez que las aguas se desbordan pueden correr sobre el terreno siguiendo la dirección general de la corriente principal del río, y regresar a ella en cuanto los niveles del agua empiezan a descender; o pueden quedar detenidas permanentemente en zonas bajas hasta que se evaporan o infiltran; o bien, pueden llegar a reconocer otros cauces.

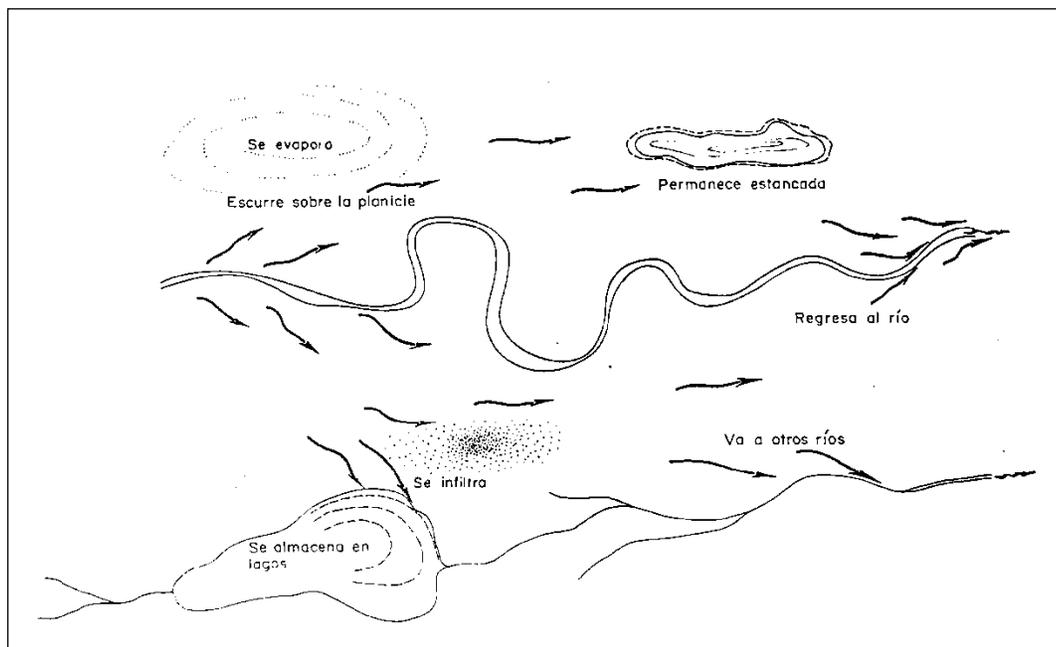
En general el agua que se desborda puede (Véase la Figura 1):

- Correr por la planicie y retornar al río, aun varios kilómetros aguas abajo o reconociendo otro efluente.
- Correr por la planicie y reconocer otros ríos, o llegar directamente al mar o a lagunas costeras.
- Alimentar lagunas existentes.
- Quedar detenida en partes bajas donde puede ser aprovechada.
- Infiltrarse.
- Evaporarse.

Los volúmenes de agua desbordada son restados al caudal que baja por el cauce principal y por ello los niveles máximos alcanzados por un río pueden ser menores aguas abajo, al

grado de producirse grandes inundaciones en los tramos de aguas arriba y no llegar a desbordarse en las zonas cercanas al mar. Cuando la cordillera está cercana al mar y la planicie del río es reducida o no existe, como ocurre en la vertiente americana del Pacífico, las inundaciones abarcan casi toda la longitud del río en dicha planicie, pero debido a que las pendientes son grandes, y a que los gastos son menores, ya que las cuencas también lo son, las inundaciones duran poco, debido a las altas velocidades que alcanza el agua. Esto último es motivo de que los efectos de la inundación pueden ser desastrosos ya que también se transportan grandes cantidades de sedimentos. En cambio, en la vertiente americana del Atlántico y golfo de México, por tener las planicies menor pendiente y estar ampliamente desarrolladas, las inundaciones cubren grandes extensiones y duran más tiempo. Además hay que tener en cuenta que las cuencas de los ríos que desembocan al Atlántico son en general más extensas y por tanto sus caudales.

Figura 1: Agua que desborda el cauce principal



2.1 SEDIMENTOS

En una corriente natural hay transporte de agua y sedimentos.

Los sedimentos, desde el punto de vista de la Hidráulica Fluvial, son todas las partículas de suelo y roca de la cuenca, que llegan a una corriente natural y son transportadas por ella. Por lo indicado, no se consideran como sedimentos todas las sustancias solubles que pueden contener el agua, ni los elementos sólidos de otro origen, como pueden ser troncos y rama de árboles, basura, hielo, etc.

Debido a su diferente comportamiento fluvial, se pueden distinguir dos clases diferentes de sedimentos.

- a) Sedimentos que se encuentran en el fondo y orillas del cauce.
- b) Sedimentos de lavado.

El sedimento que conforma el cauce puede ser transportado tanto en el fondo como en suspensión. El volumen transportado depende de las características hidráulicas de la corriente: pendiente, tirante y velocidad, y de las propiedades del sedimento, principalmente tamaño, distribución de esos tamaños y pesos específicos. Por tanto, existen métodos para predecir o estimar el transporte de ese material tanto en el fondo como en suspensión.

Las fórmulas o métodos para evaluar el transporte del material del fondo se pueden agrupar en tres grupos de la manera siguiente:

- 1) Aquéllos que permiten evaluar el arrastre en el fondo; es decir, la cantidad de partículas que se mueven en una capa cercana al fondo y cuyo espesor se considera igual a dos veces el diámetro de la partícula.

Pertencen a este grupo fórmulas como las de Meyer— Peter y Müller, DuBoys y Straub, Kalinske, etc.

- 2) Aquéllos que permiten cuantificar el transporte total del material del fondo sin distinguir el que es arrastrado en el fondo, del que es transportado en suspensión. Entre los métodos de este grupo se pueden citar los de Laursen, Englund, Shen y Hung, etc.
- 3) Aquéllos que también sirven para calcular el transporte total del material del fondo, pero separando el que es arrastrado en el fondo y el que es transportado en suspensión. Como representativos de este grupo se pueden mencionar los métodos de Einstein, Bagnold, Tofaletti, etc.

Para aplicar cualquier método perteneciente a los grupos antes mencionados, se necesita del conocimiento de las características del material del fondo, principalmente granulometría y peso específico.

Existen otros métodos que para su aplicación se necesita conocer la concentración y características del material transportado en suspensión en alguna parte conocida dentro del flujo. Dichos métodos se pueden agrupar en:

- 1) Aquéllos que permiten obtener el transporte del fondo en suspensión, como los métodos de Einstein, Brooks, etc.
- 2) Aquéllos que sirven para obtener el transporte del fondo en suspensión, así como el arrastre en la capa del fondo. Entre estos últimos se pueden citar los métodos de Einstein, Colby, etc.

El material de lavado es aquel material fino que es transportado en suspensión únicamente y que no se encuentra representando en el material del fondo; cuando no hay datos, se considera como material de lavado aquel cuyas partículas son menores de 0.062 mm. El sedimento de lavado transportado es todo el que llega a ser aportado por la cuenca; en otras palabras un río transporta todo el material de lavado que llega a él. Por tanto, para evaluar este gasto sólido no existe otro procedimiento que el de medirlo directamente, ya que la aportación varía con las distribuciones e intensidades de las lluvias, tipo de suelo, cobertura vegetal, procedimientos de cultivo y especies sembradas, etc.; dichas

mediciones se deben efectuar diariamente o con la mayor frecuencia posible, sobre todo en época de lluvias.

Al aumentar el gasto líquido y ocurrir un desbordamiento, una gran cantidad de sedimentos salen también del cauce principal del río. Las partículas más grandes se depositan rápidamente en cuanto disminuye la velocidad del agua que las transporta, y por ello, las orillas de los ríos tienen en ocasiones una elevación mayor que los terrenos adyacentes. Ya sobre la planicie, continúa la sedimentación de las partículas sólidas, ocurriendo los mayores depósitos en las zonas más bajas o en donde la densidad de la vegetación es mayor, ya que en esas zonas es menor la velocidad del agua. Por el proceso anterior, los desbordamientos tienden a nivelar la planicie, rellenando con sedimentos las partes más bajas y, al mismo tiempo, tienden en conjunto, a sobre elevar todos los terrenos cubiertos por las aguas. Esas sobreelevaciones son mayores en las zonas de aguas arriba y disminuyen lentamente hacia aguas abajo.

Del sedimento que es transportado por el agua desbordada muy poco regresa a la corriente principal, y es aquel que por ser muy fino no alcanza a depositarse aun con velocidades muy bajas. Sin embargo hay que tener presente que al descender el nivel de las aguas en el río, se incrementan las velocidades del agua que retornan a él en las zonas cercanas a las márgenes, y pueden erosionarse algunas zonas localmente; con el consiguiente transporte de los sedimentos erosionados hacia el cauce principal.

Se ha indicado que un procedimiento para conocer el sedimento que sale de una cuenca consiste en cuantificar el transporte de sedimentos en los ríos mediante la aplicación de alguno de los métodos propuestos que relacionan Las características hidráulicas y geométricas de los cauces con el transporte de sedimentos. Otro procedimiento, radicalmente diferente en concepción consiste en determinar las pérdidas de suelo de la cuenca bajo la acción de tormentas de características conocidas. Tres son los enfoques que se han seguido, aunque hasta el momento ninguno de ellos proporcione una estimación aceptable del sedimento producido, sobre todo en grandes cuencas.

Ellos son:

- a) Métodos experimentales Toman en cuenta los principales factores que intervienen en la erosión del suelo como son, por ejemplo, la intensidad y duración de la lluvia, erosibilidad del suelo, pendiente y longitud de los terrenos sobre los que cae la lluvia y escurre el agua, tipo de vegetación, métodos de cultivo, rotación de los mismos, etc. Estas observaciones se llevan a cabo en parcelas o terrenos de dimensiones reducidas y en la actualidad aún hay limitaciones para extenderlos a grandes áreas.
- b) Métodos estocásticos Generalmente se emplea un modelo de caja negra en el cual las características de la lluvia y en ocasiones algunas de la cuenca son la entrada, y el transporte de sedimentos es la salida. Para su aplicación se requiere de un gran número de datos y en general, el modelo o fórmula desarrollada sólo son de utilidad en la cuenca donde se obtuvo.
- c) Métodos determinísticos Son aquellos en que se trata de explicar el fenómeno y obtener una ecuación en la que intervengan y relacione alguna o varias de las características de la lluvia con el volumen medio transportado de sedimentos.

2.2 CONSECUENCIAS DE LAS INUNDACIONES

2.2.1 Daños

Los daños que se pueden producir durante una inundación, tanto por la elevación que alcanza el agua, como por las fuertes velocidades que puede llegar a alcanzar y por la duración de dicha inundación son:

- Pérdidas de vidas humanas.
- Pérdidas de ganado y animales en general.
- Destrucción de cultivos y de algunos tipos de vegetación.
- Deterioro o destrucción de muebles, víveres, casas y construcciones urbanas en general.
- Interrupción y destrucción de vías de comunicación.

- Interrupción de servicios eléctricos, telefónicos, suministro de agua potable y drenaje.
- Propagación de enfermedades.

Referente a la economía y magnitud de los daños señalados conviene distinguir situaciones, aunque existe toda una gama de condiciones intermedias.

- 1) Cuando el río se desborda anualmente o con mucha frecuencia. En esta primera situación, prácticamente no hay pérdidas de vidas humanas y son escasas las pérdidas de animales, ya que los habitantes de esas regiones están acostumbrados a las inundaciones y toman las precauciones necesarias. Igualmente ocurre con los muebles y pertenencias familiares, las que en épocas de crecientes son izadas al techo de las casas o puestas en el piso superior de ellas, si lo hay. Referente a los cultivos, sólo se pierden si las avenidas se adelantan y ocurren antes de levantar las cosechas. En esas regiones más que de pérdida de cultivos se debería hacer mención a la imposibilidad de un segundo o tercer ciclo de cultivo. Algunas zonas aledañas a estos ríos no es posible cultivarlas por ser pantanosas, carecen de un drenaje adecuado y por tanto están cubiertas por las aguas durante la mayor parte del tiempo. La interrupción de las comunicaciones terrestres en regiones poco desarrolladas y la ocurrencia de enfermedades hídricas son daños que casi siempre ocurren.
- 2) Cuando el periodo de retorno de la avenida es grande o se trata de un río que rara vez se desborda, tengan o no agua todo el tiempo. Cuando el periodo de retorno de la avenida es grande y por tanto se trata de ríos que rara vez se desbordan todos los daños señalados pueden ocurrir ya que los habitantes ribereños no tienen costumbre de sufrir inundaciones de gran magnitud. Los daños dependen también del tiempo transcurrido entre desbordamientos y de la magnitud de la creciente.
- 3) Cuando normalmente no escurre agua, excepto cuando hay grandes tormentas, como ocurre en las zonas semiáridas y áridas. En regiones semiáridas o áridas en que los ríos

casi nunca tienen agua, se llega al extremo de que algunas personas se instalan dentro del cauce del río, por lo que en la primera avenida es destruido todo lo que en él haya sido construido. En estas regiones, los mayores daños ocurren en la zona de pie de monte o intermedia del río, ya que las corrientes traen grandes cantidades de sedimentos de las zonas de montaña, que depositan al reducirse la pendiente. En ocasiones construcciones y vías de comunicación quedan sepultadas bajo los sedimentos.

2.2.2 Ventajas

Las principales ventajas producidas por las inundaciones consisten en:

- Humedecer y fertilizar los terrenos de cultivo, para el siguiente ciclo agrícola.
- Producir una recarga intensiva de los acuíferos.
- Formar en las partes bajas pequeñas lagunas que contribuyen a la supervivencia de la fauna, sobre todo en zonas semiáridas.
- Evitar desbordamientos en otras zonas aguas abajo, que podrían estar más pobladas o tener mayor riqueza agrícola, ganadera, industrial o de servicios.

A medida que se desarrolla y puebla una región, los daños empiezan a ser mayores que los beneficios, y por tanto, las inundaciones se tienden a evitar o reducir. Al evitar las inundaciones desaparecen las ventajas que ellas traen consigo; sin embargo, con obras adecuadas se puede lograr que la primera ventaja continúe; la más difícil de alcanzar, y que en muchas ocasiones le pierde, es la recarga de los acuíferos, la que queda supeditada únicamente a la precipitación local, y a la infiltración a lo largo del río.

2.2.3 Acciones para reducir o evitar daños

Para reducir o evitar inundaciones o disminuir alguno de sus efectos perjudiciales se pueden tomar acciones de dos clases:

- 1) Estructurales o directas
- 2) No estructurales o indirectas

Las primeras son aquellas que interfieren directamente con los escurrimientos y consisten en obras construidas en el cauce o en sus márgenes, que permiten almacenar, desviar o confinar el agua, o que fluya con mayor velocidad y en forma franca y sin obstáculos.

Las segundas son aquellas que no interfieren con los escurrimientos de las corrientes naturales y por tanto, no los modifican, pero permiten conocer con antelación los volúmenes que pueden escurrir, y los gastos y niveles máximos del agua que pueden pasar o alcanzarse en sitios determinados. Con esto se logra avisar oportunamente a los moradores de las posibles zonas afectadas evitando la pérdida de vidas y en ocasiones reduciendo los daños materiales.

Dentro de este grupo también se suelen incluir todas las medidas y acciones que se tomen para operar en forma óptima las obras, o acciones estructurales, construidas a lo largo de un río.

Más adelante se describirán con mayor detalle ambos tipos de acciones.

2.3 AVENIDAS DE DISEÑO

A partir de datos de estaciones hidrométricas y climatológicas localizadas en la cuenca, se obtienen los hidrogramas de las avenidas, que pueden ocurrir en las zonas cuya protección contra inundaciones se tiene que proyectar. Dichos hidrogramas estarán asociados a sus correspondientes frecuencias de ocurrencia o a sus periodos de retorno.

Desde el punto de vista de la seguridad de la población y de sus bienes, lo ideal consiste en diseñar y construir una obra de protección para el gasto máximo que pueda presentarse. Sin embargo, al tener en cuenta el aspecto económico, lo anterior nunca o rara vez se alcanza, por el alto costo de las obras.

Por lo anterior todas las obras de defensa estructurales son diseñadas para ser efectivas contra una avenida dada, asociada a su correspondiente período de retorno. Por lo que siempre existe la posibilidad de que esa zona sea inundada, si llega a presentarse un gasto mayor.

Debido a la limitación señalada, siempre que se protege una zona, se deben efectuar dos acciones que son de vital importancia:

- a) Dar a conocer a los habitantes de la zona, las limitaciones de la obra de defensa que se les ha construido y la forma como opera.
- b) Elaborar un plan de defensa (acción no estructural) que contemple como mínimo: lo que debe hacerse, en un momento y como llevarlo a cabo, para cada avenida mayor a la de diseño que llegara a presentarse; e instruir a la población sobre dicho plan.

La avenida de diseño que se adopta en cada obra de defensa depende entre otros factores de: beneficio alcanzado con la obra, disponibilidad económica, consecuencias económicas, políticas y sociales tanto locales como nacionales de una posible falla, número de personas protegidas y pérdidas humanas estimadas para cada avenida mayor, que pudiera presentarse, etc.

A continuación se muestran algunos períodos de retorno que pueden seleccionarse, en función de algunas características de la zona por proteger. Dichos valores sólo deben considerarse como generales y preliminares ya que la selección definitiva de dicho valor y por tanto de la avenida de diseño asociada a él, depende de factores propios y locales de cada sitio en particular.

Tabla 1
Periodos de retorno para obras de protección

Características de la zona por proteger	Periodo de retorno en años
Parcelas agrícolas aisladas, sin posibles daños humanos	5
Distritos de riesgo, sin riesgo humano	25
Zona agrícola poco poblada	50
Zona agrícola con poblados	100
Zona industrial y urbana	500
Zona densamente poblada	1000
Ciudades	>1000

Para una zona en particular deben estudiarse varios esquemas de protección y cada uno con diferentes periodos de retorno o avenidas de diseño. Para cada uno se obtendrá su costo y posible beneficio. Téngase en cuenta que en dicho estudio no es posible tomar en cuenta las pérdidas humanas y factores socio-políticos, por no poderse evaluar en términos de un costo material.

Con base en los costos obtenidos de las alternativas estudiadas, los beneficios esperados, las implicaciones sociales y políticas de posibles fallas, los medios económicos disponibles, el plan de defensa adoptado para cada alternativa cuando ocurriera una avenida mayor y de la organización local disponible para llevar a cabo dicho plan, se podrá seleccionar la avenida de diseño, procurando además que el grupo de diseño involucre a las autoridades políticas locales y regionales a quienes se les expliquen las ventajas, desventajas y costos de las principales alternativas preseleccionadas.

CAPÍTULO 3

ACCIONES ESTRUCTURALES O DIRECTAS PARA EVITAR O REDUCIR INUNDACIONES

Como se ha indicado son aquéllas que interfieren directamente con los escurrimientos de los ríos, ya sea al almacenarlos, desviarlos o confinarlos.

Las principales acciones directas que se pueden construir para evitar o reducir las inundaciones, al menos en un área preseleccionada, consisten de alguna de las siguientes obras o trabajos:

- a) Bordos perimetrales a poblaciones o construcciones de importancia.
- b) Bordos longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes de un río.
- c) Desvíos permanentes por medio de cauces de alivio, en que el agua es dirigida hacia otros cauces, lagunas costeras o directamente al mar.
- d) Desvíos temporales ya sea a lagunas o zonas bajas de la planicie de inundación o a vasos artificiales delimitados con bordos.
- e) Corte de meandros o rectificación de cauces.
- f) Presas de almacenamiento con capacidad para regular avenidas. Pueden ser una o varias en serie.

3.1 BORDOS PERIMETRALES

Se ha mencionado en el capítulo anterior que la tendencia natural consiste en que los centros de población se establezcan cerca de los ríos. En un principio la gente acepta los peligros y molestias de las inundaciones con tal de contar con agua para su subsistencia, sin embargo cuando esa zona alcanza un cierto grado de desarrollo se requiere proteger los poblados u obras de importancia amenazados por inundaciones frecuentes.

Cuando crecen dichos centros de población y se desea protegerlos contra las inundaciones periódicas, la solución más común y explícita, dependiendo de la topografía, es rodearlos parcial o completamente con un bordo al cual se le llama perimetral. El bordo rodea completamente el poblado cuando éste se localiza en una zona plana. Si parte del poblado está en una parte alta o si la topografía lo permite, el bordo sólo se construirá en la parte baja y se empotrará a la zona alta (Ver Figura 2).

Estos bordos tienen la ventaja de ser la obra de defensa más económica que puede construirse; además, no alteran los niveles de la corriente, ya que su efecto en ella es nulo o muy reducido. Esto último evita cálculos hidráulicos complicados, aunque no debe excluirse el de estar haciendo observaciones cuidadosas, sobre todo de gastos y elevaciones del agua durante las avenidas.

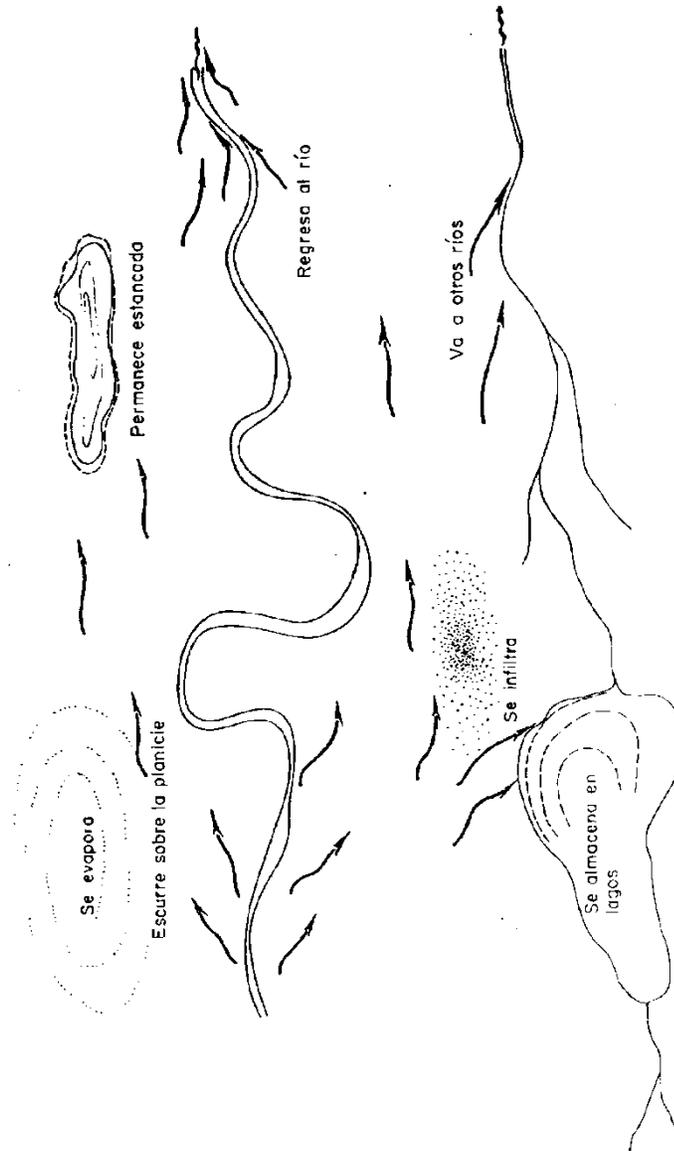
3.1.1 Altura del bordo

La altura del bordo se fija partiendo de los niveles máximos que se hayan observado y registrado con anterioridad, con base en las huellas dejadas por el agua. Esta forma de actuar es motivada por el hecho de que en zonas poco desarrolladas no se cuenta con datos suficientes y sólo se dispone de algunas huellas dejadas por avenidas recientes. Si hay alguna estación de aforo cercana, se trabajará con esos datos, en la forma como se indicará al tratar los bordos longitudinales. Si se inicia el estudio de un área, para protegerla contra inundaciones, se deberán instalar escalas y limnógrafos cerca de los poblados, además de garantizar el aforo de la corriente con una estación aforadora, como mínimo. Todos los datos sobre gastos escurridos y niveles alcanzados, servirán para calibrar cualquier modelo que sea elaborado. A los niveles máximos del agua que hayan sido observados se asociará su gasto, aunque esto último no siempre es posible. Para fijar la altura del bordo, a esa elevación máxima observada del agua, se le añadirá un bordo libre de 1.00 a 2.00 m, que dependerá generalmente de la disponibilidad económica, y de la confiabilidad de los datos.

3.1.2 Ancho de la corona

El ancho de la corona del bordo deberá, como mínimo, permitir el tránsito de un vehículo; por lo tanto el ancho mínimo será de 4.00 m.

Figura 2 Bordos perimetrales



3.1.3 Taludes

Se deberá estudiar la estabilidad del bordo teniendo en cuenta los materiales disponibles para su construcción y el material en que será desplantado; sin embargo, si el material del que estarán formados los bordos es arena o arcilla se podrán considerar taludes de 2:1. Si el material es arenoso se deberá revisar el paso de filtración y de ser necesario se abatirán los taludes o se ampliará el ancho de la corona.

3.1.4 Drenaje de la zona protegida

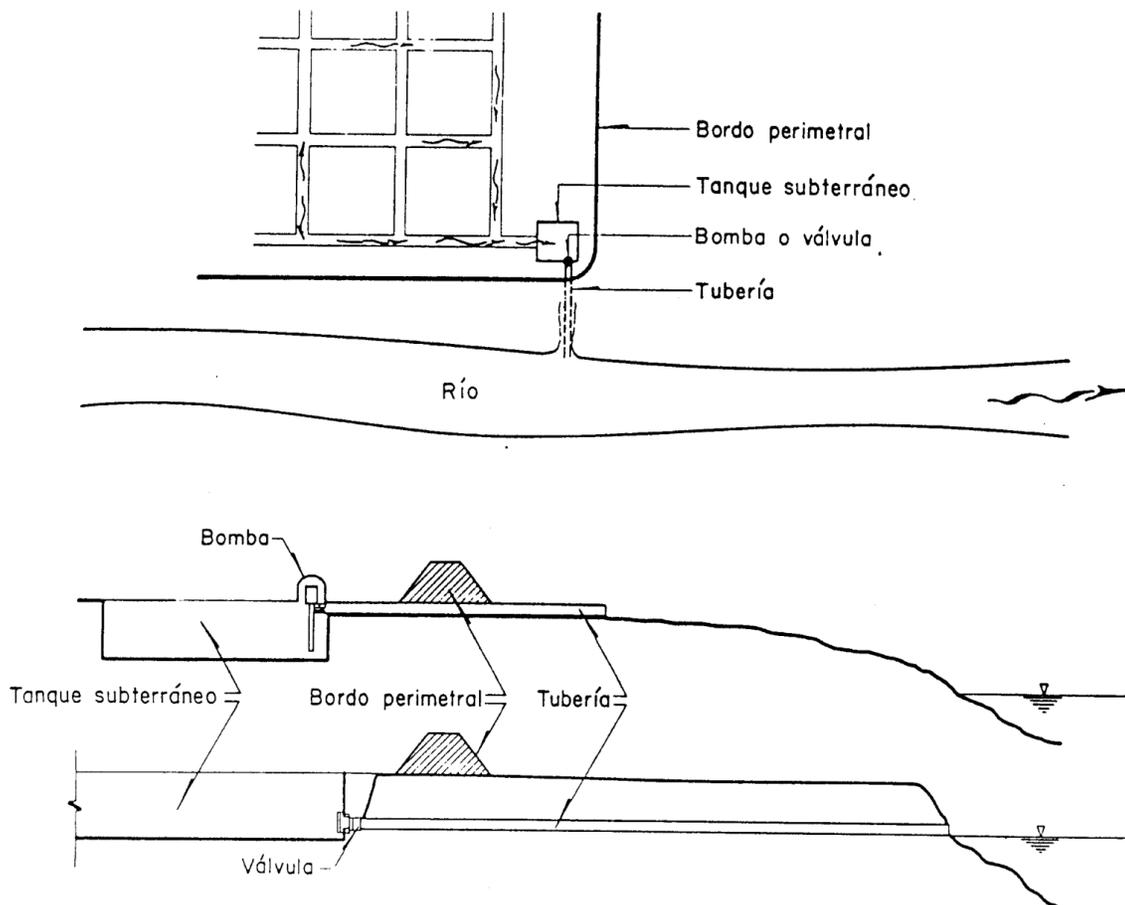
Como el bordo es una frontera entre el agua del río y el poblado se tendrá que estudiar la forma de desalojar las aguas de lluvia, que caigan dentro de la zona protegida, mientras las aguas del río tengan un nivel superior al nivel de las calles. Para ello se puede seguir uno de los procedimientos siguientes:

- a) Construir un depósito que tenga una capacidad igual al volumen de agua que se espera que llueva, y que estará comunicado al río por medio de una tubería que pase bajo el bordo. Esa tubería deberá disponer de una compuerta o válvula, cuya operación puede hacerse en forma manual o automática, que permita desalojar el agua cuando el agua en el río baje de un cierto nivel, y se cierre cuando suba de esa misma elevación. (Ver figura 3).
- b) Si el volumen es considerable y, por tanto, el tanque de captación del agua drenada sea muy costoso, se construirá un tanque reducido con una estación de bombeo cuya capacidad estará dada por el gasto máximo escurrido ya regularizado en el tanque. Antes de cada temporada de lluvias el equipo de bombeo deberá ser revisado y probado. El motor de la bomba deberá ser de combustión interna y no eléctrico ya que al ocurrir grandes avenidas, sobre todo si son generadas por fuertes tormentas, puede fallar el suministro de energía eléctrica.

Durante el tiempo que dure una inundación se realizará una inspección constante de las condiciones del bordo y de los niveles del agua en el río. A la primera señal de peligro se

tendrá que avisar a los pobladores para que se coloquen en las zonas altas o sobre el mismo bordo. Esta acción debe efectuarse obligatoriamente cuando no se conocen con certeza los niveles que pueden alcanzar el agua en el río y cuando no se disponga de medios económicos para efectuar un mantenimiento cuidadoso.

Figura 3: Drenaje de áreas protegidas con bordos



3.2 BORDOS LONGITUDINALES

Los bordos longitudinales como su nombre lo indica se construyen a lo largo de las márgenes de un río y sirven para proteger varias poblaciones simultáneamente, grandes extensiones de terrenos con alta producción agrícola y ganadera, o bien, regiones desarrolladas que cuentan además con vías de comunicación e instalaciones industriales o de servicios.

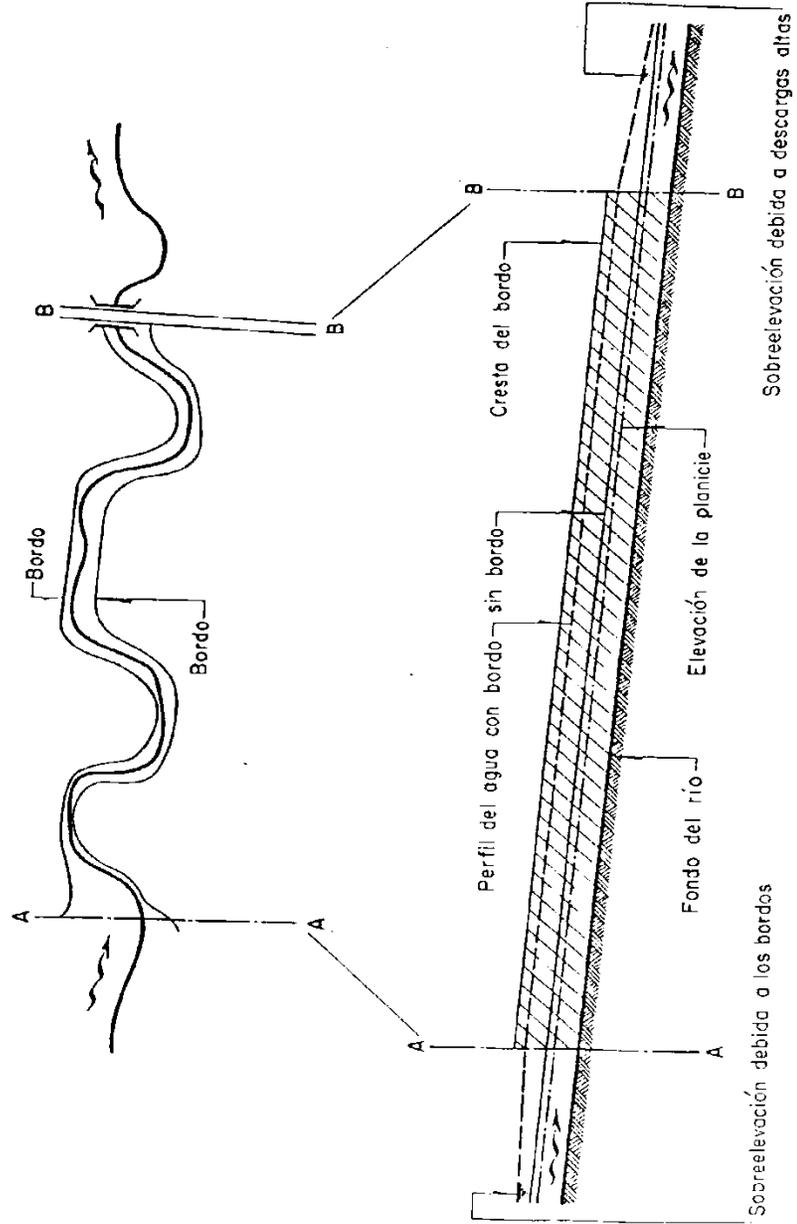
Los bordos longitudinales se pueden construir en una o ambas márgenes. Para una misma avenida dada, la altura de los bordos dependerá en parte de la longitud de los mismos y principalmente de su separación. Puesto que su construcción se inicia cuando la zona está desarrollada, se tienen que construir lo más cerca posible de las orillas, al menos frente a los poblados que estén al lado del río.

Durante las avenidas los bordos longitudinales modifican completamente las condiciones de los escurrimientos, tanto en el tramo donde se construyen bordos como en las zonas adyacentes aguas abajo y aguas arriba de la protección. En general, los tirantes o elevaciones que alcanza el agua en el cauce principal, ya construidos los bordos, son mayores que los que había para la misma avenida, antes de su construcción. (Ver figura 4).

Lo anterior se debe a que al impedir el desbordamiento del agua y por tanto evitar que un cierto volumen de la misma escurra sobre la planicie, se obliga a que todo el gasto pase por un área con ancho más reducido. Si el tramo protegido tiene una gran longitud, los bordos pueden llegar a aumentar en altura a medida que se avanza hacia aguas abajo; sin embargo, en la mayoría de los casos, los bordos tendrán a todo lo largo, una altura promedio constante sobre la planicie.

En la zona inmediata aguas arriba de una protección con bordos longitudinales, los niveles del agua también son mayores, ya que la sobreelevación explicada anteriormente produce un remanso que influye hacia aguas arriba. (Ver figura 4).

Figura 4: Efectos debidos a bordos longitudinales



Hacia aguas abajo, la sobreelevación del agua es mayor que antes de la construcción de la protección, ya que los bordos obligan a que se transite toda la avenida entre ellos, y los gastos en el río, al final de los mismos, son mayores que cuando los bordos no existían y se producían desbordamientos. En otras palabras, los diques longitudinales obligan a que el hidrograma que se tiene en la primera sección de aguas arriba de la protección, o hidrograma de entrada, se traslade con un ligero amortiguamiento hasta la última sección de aguas abajo de la protección. (Ver figura 4).

Si la longitud de los bordos es de varios kilómetros, el hidrograma de salida es mucho mayor en volumen y sobre todo en su pico, es decir, en su gasto máximo, que el hidrograma que se presentaba en la misma sección antes de la construcción de los bordos, por no quitarle ningún volumen desbordado al hidrograma de entrada.

El amortiguamiento que puede alcanzarse en el hidrograma de salida con respecto al de entrada depende del volumen y forma del hidrograma de entrada y del volumen de agua que puede almacenarse entre los bordos durante el tránsito de la avenida.

Cuanto mayor es la relación entre el gasto máximo del hidrograma y su volumen, mayor será el amortiguamiento y lo mismo ocurre cuanto mayor sea la longitud protegida con bordos y la separación entre ellos.

Si ahora sólo se comparan los hidrogramas en la última sección de aguas abajo de la protección, es decir, el de salida cuando hay protección y el original sin bordos, la diferencia entre ambos será mayor cuanto mayor sean los volúmenes que no pudieron desbordarse y correr por la planicie.

Si la construcción de bordos longitudinales se efectúa sin ningún estudio previo, los tramos más afectados son los que se encuentran aguas abajo de donde termina la protección, al grado de que zonas que nunca eran cubiertas por las aguas pueden ser seriamente inundadas.

Cuando sólo se protege una margen, los daños aguas arriba y abajo de la protección no son notables, ya que la margen no protegida se sigue inundando, y por tanto grandes volúmenes de agua aún son sustraídos al hidrograma de entrada. Aunque los niveles del agua en la margen inundada son más altos, no se incrementan los daños producidos a la agricultura, la cual de todas maneras es destruida, pero sí afectan a las vidas humanas y a la ganadería. Por otra parte, los incrementos de nivel que ocurren en la margen no protegida inundan nuevas áreas en las que antes no se producían.

La extensión de esas áreas y los daños que en ellas ocurren, dependen en gran medida de la topografía de esas zonas y de la longitud de la protección construida en la margen opuesta.

Siempre que se menciona, longitud de los bordos, en la forma indicada en el párrafo anterior, se presupone que el agua puede desbordarse a lo largo de toda esa longitud. Hay que tener en cuenta que los bordos longitudinales deben construirse para que sean completamente seguros ya que:

- a) La gente se confía al disponer de este tipo de protección y deja de tomar las precauciones acostumbradas en anteriores épocas de avenidas.
- b) Obras más costosas de todo tipo serán construidas ya que no sufrirán daños debido a inundaciones.
- c) De romperse un bordo, las inundaciones ocurrirán con mayor rapidez y alcanzarán niveles mayores que antes de la construcción de los bordos, al menos en la zona cercana a la falla.

El costo de una obra de protección con bordos longitudinales es función de su longitud y altura, la que a su vez depende de la elevación que alcance el agua en el río una vez que dicha obra sea construida. Esta elevación es función, entre otros factores de:

- a) El gasto máximo de la avenida de diseño seleccionada y de su forma.

- b) La separación entre ambos bordos.
- c) La longitud de los bordos.
- d) La vegetación y obstáculos que haya entre la orilla del río y los bordos.

La selección de la avenida de diseño, dependerá de un estudio económico que compare el beneficio obtenido al evitar los daños que se producirán sin los bordos, con el costo de los mismos. Ese estudio se hará para varias avenidas asociadas a sus respectivos periodos de retorno, y para varias separaciones entre bordos.

Cuando el periodo de retorno por escoger deba ser alto, es decir, cuando la obra se construye para protección contra gastos grandes pueden resultar bordos muy altos, los cuales presentan dos inconvenientes: por una parte son muy costosos y por otra se incrementa la diferencia de niveles entre la superficie del agua durante la avenida y los terrenos aledaños protegidos, con lo que aumenta el daño que pudiera ocurrir si fallara un bordo.

Para reducir los inconvenientes señalados y construir bordos con alturas razonables, los bordos longitudinales, generalmente, se construyen en combinación con otra o varias de las acciones estructurales descritas en este trabajo, principalmente con los cauces de alivio, presas o rectificaciones de cauce.

3.2.1 Dimensionamiento de la obra

En un plano topográfico se localizan los bordos procurando que queden lo más separados posible de las orillas, si las construcciones lo permiten.

Seleccionado el trazo inicial de la obra se deberán obtener los niveles del agua, tanto para la condición actual, como cuando la obra esté construida. Para ello, del estudio hidrológico se seleccionarán una o varias avenidas probables de diseño, o el rango dentro del cual podrá estar el que finalmente se escoja como gasto de diseño. Además,

de la forma de las avenidas, se obtendrá el lapso de tiempo que el gasto máximo permanece aproximadamente constante (Ver figura 5).

La determinación de los tirantes del agua a lo largo del cauce principal en diferentes puntos de la planicie debe efectuarse para alguna de las siguientes variantes;

Dependiendo de la alternativa de protección que se desee construir. Sólo la primera de ellas debe estudiarse en todos los casos:

Figura 5: Tipo de flujo de acuerdo con el tiempo de tránsito

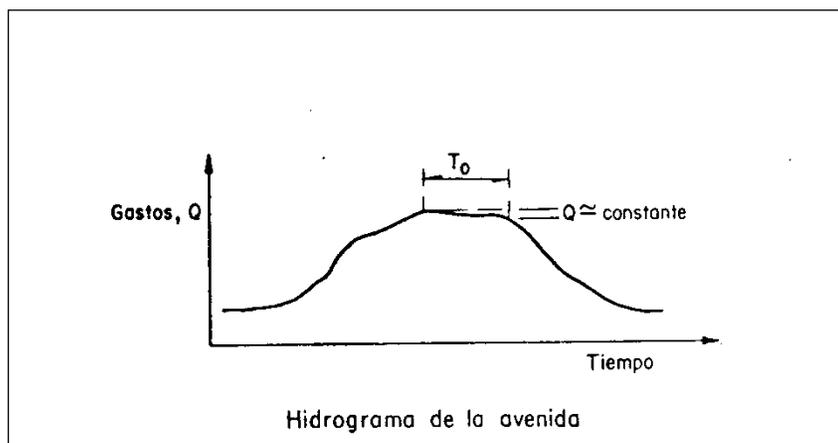
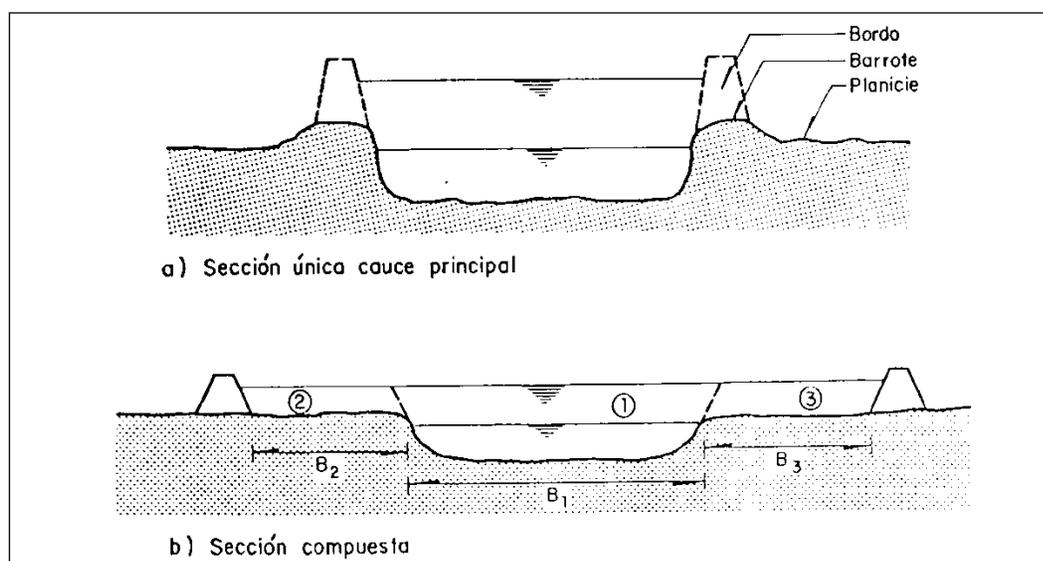


Figura 6: Tipos de sección de acuerdo con la separación de los bordos



a) Sin bordos. En condiciones naturales.

Para conocer los niveles que alcanza el agua en cualquier punto de la zona bajo estudio y en cualquier instante de tiempo durante el paso de una avenida, se utilizará un modelo matemático o físico que permita analizar el tránsito de la avenida a lo largo del tramo de río bajo estudio, y de su respectiva planicie.

Al mencionar modelo físico se hace referencia a construir un modelo fluvial distorsionado (escala vertical diferente y menor que la horizontal) y con fondo fijo. Las calibraciones por rugosidad y para tomar en cuenta el efecto de los obstáculos que haya en la planicie se efectúan simultáneamente.

El uso de esos modelos requiere contar con una topografía a detalle de toda la zona que puede ser cubierta por las aguas. En los planos topográficos se tendrán que señalar también, todos los obstáculos que pueda haber al paso de la corriente, como bordos, muros, canales, caminos y construcciones en general.

Además, se requiere de observaciones directas de los niveles del agua alcanzados en avenidas pasadas. Para ello se colocarán escalas en el mayor número posible de sitios, cubriendo toda el área inundable y a todo lo largo del tramo en estudio. En ocasiones sólo se conocen las elevaciones del agua en algunas secciones del río, que deberán complementarse con fotografías aéreas tomadas durante el paso de alguna avenida, mediante las cuales se podrán conocer y delimitar las áreas inundadas, en tiempos diferentes.

Los datos anteriores permiten calibrar el modelo utilizado. Dicha calibración consiste en reproducir, en el modelo, los mismos resultados que se han observado en la naturaleza; para ello generalmente se ajustan coeficientes de rugosidad y coeficientes de pérdida en obstáculos. Calibrado el modelo se aplicará al estudio de las avenidas seleccionadas. Para ello, y para cada una de esas avenidas, se obtendrán los máximos niveles que alcanzará el agua a lo largo del tramo de río, la extensión cubierta por las aguas y la velocidad de la corriente en algunos sitios de interés.

b) Con bordo en una sola margen.

Para conocer los niveles del agua en la planicie no protegida, así como en el tramo aguas arriba y abajo de la construcción, se deberá usar cualquiera de los modelos ya señalados. Obtenidas las elevaciones del agua para diferentes avenidas, en la frontera señalada por el bordo y dado un bordo libre, se calculará el costo de la obra para cada una de esas avenidas, el que posteriormente se comparará con el beneficio que cada obra puede aportar.

Si la planicie no protegida es muy amplia y la longitud del bordo es reducida, los niveles del agua con y sin protección varían poco. El conocimiento de los niveles antes de la protección facilita la determinación de la altura del bordo, ya que evita estudios más complejos.

c) Con bordos en ambas márgenes.

El estudio se puede llevar a cabo en un modelo físico como ya se ha indicado, sólo que su calibración se reducirá a la zona entre bordos. Por ello, la rugosidad del modelo será lo más importante a determinar durante su calibración.

Si se procede analíticamente, el cálculo de los niveles se puede hacer de dos maneras diferentes, dependiendo del tiempo que dura el gasto máximo de la avenida. Si esa duración es mayor que la que requiere la onda para transitar toda la longitud protegida se puede considerar que el flujo es permanente. Si es menor, el flujo es transitorio o no permanente. (Ver figura 5).

El segundo hecho que debe tomarse en cuenta es la separación de los bordos. Si los bordos son construidos sobre los barrotes, se puede considerar que el agua escurrirá por una única sección con rugosidad similar en todo ella. En cambio, si los bordos están separados de la orilla, se tendrá una sección variable que se dividirá en dos: una correspondiente al cauce principal y otra a la zona de planicie, (Ver figura 6). De

acuerdo con esa figura, si las zonas (2) y (3) tienen tirantes y rugosidad similares, se podrán considerar como una sección única con ancho $B_u = B_2 + B_3$.

Por lo indicado, se pueden presentar varias condiciones para el cálculo.

Flujo permanente - cauce principal o sección única

Flujo permanente - sección compuesta

Flujo transitorio - cauce principal o sección única

Flujo transitorio - sección compuesta

Flujo permanente, cauce principal o sección única

Las características hidráulicas del escurrimiento se obtienen de la aplicación del teorema de Bernoulli y de la ecuación de continuidad.

El teorema de Bernoulli aplicado entre dos secciones de un escurrimiento de superficie libre, (Ver figura 7), establece que

$$Z_1 + H_1 + V_1^2/2g = Z_{i-1} + H_{i-1} + V_{i-1}^2/2g + \sum h_f$$

y la ecuación de continuidad

$$Q = V A$$

donde:

A: área de la sección, en m^2

g: aceleración de la gravedad, en m/s^2

H: tirante en la sección, en m

Q: gasto para el cual se desea conocer H, en m^3/s

V: velocidad media en la sección, en m/s

Z: elevación de la planta sobre un plano de referencia, en m

$\sum h_f$: pérdidas hidráulicas debidas a la fricción, en m

Las pérdidas $\sum h_f$ se pueden obtener de la aplicación de cualquier fórmula de resistencia al flujo, por ejemplo la de Manning, la cual se expresa de la siguiente manera,

$$V = 1/n * R^{2/3} * (\sum h_f / \Delta L)^{1/2}$$

por tanto,

Figura 7: Ecuación de Bernoulli

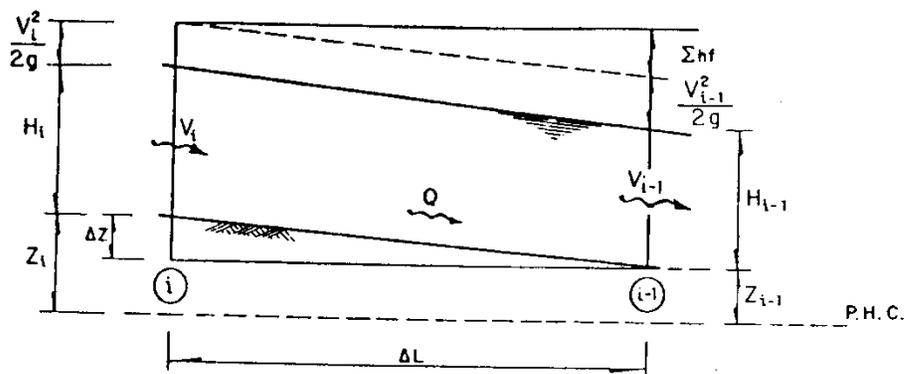
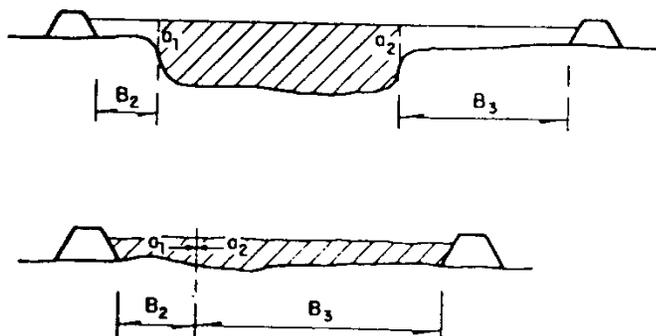


Figura 8: Sección compuesta



$$\sum h_f = (V n / R^{2/3})^2 \Delta L$$

donde

N: coeficiente de rugosidad según Manning

R: radio hidráulico, en m

ΔL : separación entre las dos secciones consideradas, en m

Las pérdidas por fricción deberán tomar en cuenta tanto a las condiciones de escurrimiento en la sección i como en la sección i-1

Para efectuar el cálculo se deberá conocer la geometría de las secciones de tal forma que se pueda calcular para cada elevación o tirante H, el área A, el perímetro mojado P, y el radio hidráulico R, tomando en cuenta que área y radio hidráulico son función del tirante $A = f(H)$ y $R = f(H)$.

Como los escurrimientos en ríos generalmente tienen régimen subcrítico, aplicación de las ecuaciones se efectúan de aguas abajo hacia aguas arriba, aunque también, con ciertos cuidados, se puede hacer en sentido contrario.

Inicialmente se considera, que la frontera marcada por el bordo, tiene una altura muy alta. De esa manera se pueden construir los perfiles del agua a lo largo de la zona protegida para cada gasto, y las curvas de elevaciones-gastos para cada sección. Obtenido el perfil correspondiente a avenida de diseño, e incrementando un bordo libre se obtiene el nivel de la corona a todo lo largo del bordo. Se recomienda que dicha corona tenga una pendiente longitudinal lo más uniforme posible.

i. Flujo permanente-Sección compuesta

Lo indicado en el inciso anterior se aplica para las dos secciones en que se subdivide la sección transversal.

La práctica usual establece juntar las dos secciones laterales, (Ver figura 8). Así los tramos mojados a_1 sólo se toman en cuenta para calcular el perímetro mojado y radio hidráulico del cauce principal.

Al aplicar las ecuaciones a para ambos cauces, se obtienen separadamente las curvas de elevaciones-gastos para la sección principal y la de planicie. Sumadas convenientemente darán la curva de elevaciones-gastos para la sección propuesta.

Con esta última curva y tomando en cuenta el gasto de diseño, se obtienen las elevaciones en cada sección a lo largo de la protección y construye el perfil del agua.

El resto es similar a lo ya indicado.

ii. Flujo transitorio-Sección única

Tomando en cuenta las ecuaciones de continuidad y de conservación de la energía se llega a cumplir lo siguiente,

- Ecuación de continuidad

$$\partial Q / \partial x + B \partial H / \partial t = 0$$

$$\partial Q / \partial x + \partial A / \partial t = 0$$

El eje x se considera paralelo al eje del canal y el eje z es vertical, es el tiempo.

- Ecuación de la energía

$$-S_o + S_f + \partial H / \partial x + V / g (\partial V / \partial z) + 1 / g (\partial V / \partial t) = 0$$

$$S_f = V^2 / C^2 R$$

donde

S_o : pendiente del fondo

S_f : pendiente hidráulica

V : velocidad media, en m/s

C : coeficiente de fricción de Chezy (también se puede utilizar la fórmula de Manning)

B : ancho de la superficie libre, en m

iii. Flujo transitorio-Sección compuesta

Esta situación es la más compleja de todas, ya que además hay escurrimiento en la dirección “y” (perpendicular a la dirección principal del río), por lo que el problema debe resolverse tridimensionalmente.

3.3 DESVÍOS PERMANENTES O CAUCES DE ALIVIO

Esta solución consiste en desviar un cierto volumen de agua del cauce principal y conducirlo, por medio de un canal, hacia otra cuenca. El volumen de agua desviado no retorna al río.

Cuando se protege una zona con bordos longitudinales, se tiene el inconveniente de su alto costo, ya que si la longitud de la protección es muy larga, las alturas de los bordos que protegen los tramos de agua abajo pueden ser considerables. Cuando esas alturas son mayores de 4 m, es peligroso este tipo de defensa. Como se ha podido ver, la altura de los bordos depende principalmente del gasto máximo de la avenida seleccionada y del volumen de la misma. Para reducir la altura de los bordos longitudinales se pueden construir cauces de alivio, si topográfica y geográficamente ello es posible. El objeto de la solución consiste en disminuir los gastos de la avenida de diseño. Así, el gasto desviado se restará al gasto máximo.

Los cauces de alivio generalmente se forman sobre la planicie, limitando fronteras con dos bordos longitudinales. Por tanto, no se excava el canal de alivio, sino únicamente un pequeño cauce central cuyo material se utiliza para construir los bordos mencionados. Su altura dependerá de la separación entre ambos bordos, por lo que conviene separarlos lo más posible. Según se ha mencionado, el terreno natural de la planicie forma el fondo del cauce de alivio. En ocasiones se tiene que construir un canal excavado, pero es una solución demasiado costosa.

La operación del conjunto considera dos bordos longitudinales a lo largo del río, más el cauce de alivio en una de las planicies. En el sitio del desvío se interrumpe el correspondiente bordo del río y ambos extremos se unen a los bordos del cauce de alivio.

Mientras los gastos en el río son bajos y no alcanzan a sobrepasar la capacidad del cauce principal, todo el gasto escurrirá por el río.

Cuando los gastos aumentan, suben los niveles de tal forma que el agua escurre toda la sección entre los bordos longitudinales. Como la entrada del cauce de alivio tiene un nivel prácticamente similar al nivel del terreno natural, parte del agua empieza a escurrir por él, de tal suerte que de ahí en adelante se cumplirá que: el gasto en el río aguas abajo del desvío es igual al gasto aguas arriba menos el gasto desviado; o bien si se considera la notación de la figura 11 se cumple que

$$Q_a = Q_b + Q_d$$

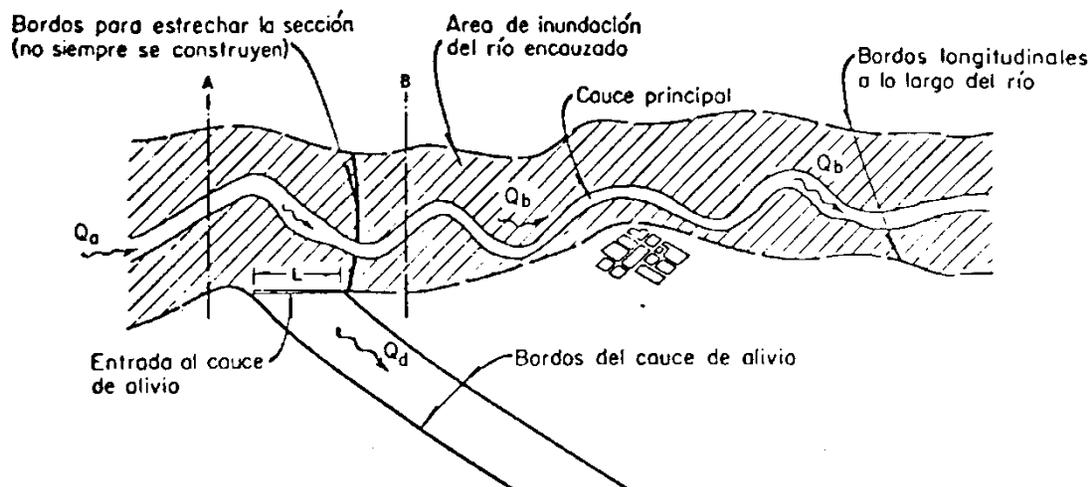
Al pasar el pico de la avenida frente a la entrada, del desvío (A) (Ver figura 9), la elevación del agua debe permitir que con la longitud L seleccionada se desvíe un gasto Q_d que haga que Q_b pueda transitar con seguridad el río, y que los bordos a lo largo del tramo de aguas abajo, sean económicos. En la sección (B) el nivel del agua será el correspondiente al gasto Q_b .

Para calcular L, se supone que toda la escotadura de entrada tiene el mismo nivel, y que en ella se produce una sección crítica. Por lo mismo, se debe construir una plantilla de concreto y en ocasiones un pequeño cimacio que se eleva unos 50 cm sobre dicha plantilla.

El cauce de alivio se calcula mediante los procedimientos indicados en el capítulo anterior con la ventaja de que su sección es prácticamente uniforme. Analíticamente se obtiene la altura de sus bordos, la que será función del gasto desviado y de la separación de dichos bordos. Estos se pueden separar lo más posible, ya que se podrá sembrar entre ellos. La precaución fundamental que se tiene que tomar consiste en limpiar el cauce al empezar la época de avenidas, para reducir a un mínimo el coeficiente de rugosidad.

Por lo mencionado, la construcción de los bordos del cauce de alivio no impide el aprovechamiento de la tierra entre ellos, pero delimita la zona en dónde no se puede construir nada, ni colocar ningún obstáculo.

Figura 9: Bordos longitudinales y cauce de alivio



El gasto Q_d , depende de los niveles en (B) y en (A) y de la longitud L de la entrada del cauce de alivio, (Ver figura 9).

Cuando aguas abajo del cauce de alivio se desea garantizar que no pase un gasto mayor de un valor prefijado, aún para avenidas mayores a la de diseño, y se prefiere que los daños ocurran a lo largo del cauce de alivio, se deberá construir una estructura limitadora del gasto en la zona (B) dentro del cauce principal. Esa estructura podrá estar construida con orificios, tuberías cortas o con compuertas, y tendrá su nivel inferior al nivel del fondo del río, (Ver figura 11).

Al presentarse una avenida, la apertura de las compuertas se ajustará para permitir únicamente el paso del Q_b deseado. El remanso que esto produce favorece el desvío del gasto Q_d .

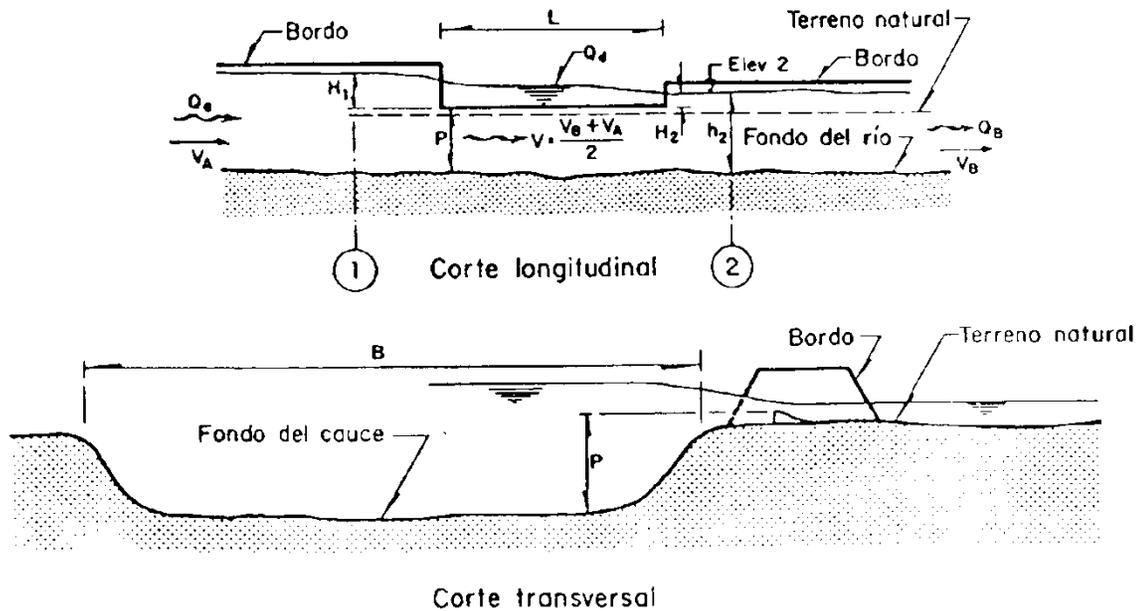
3.3.1 Entrada del Cauce de Alivio

La entrada del cauce de alivio se debe nivelar y proteger con enrocamiento o con una losa de hormigón; en ocasiones se coloca también un pequeño cimacio cm de uno 50 cm de altura. En la sección de entrada se conoce el gasto que se desea desviar y se requiere calcular la longitud de la escotadura; o lo que lo mismo, el ancho inicial del canal de desvío.

Para determinar la longitud del vertedor se necesitan conocer los tirantes o elevaciones del agua en el río aguas abajo y arriba de la entrada. Para su análisis se hará referencia a la Figura 10.

Conocido el gasto Q_b máximo que se desea pasar hacia aguas abajo, se conoce la elevación en la sección 2. Para el gasto máximo que procede de aguas arriba se considera en 1 la elevación de ese gasto con tirante normal sin escotadura. Supuesta una elevación de la escotadura se obtiene H_1 y H_2 .

Figura 10: Características hidráulicas a la entrada del cauce de alivio



Así el desvío puede hacerse sin limitaciones, lo que ocurre si es grande la pendiente longitudinal del desvío, puede llegar a convenir bajar el nivel de la escotadura por debajo del nivel del terreno natural; es decir, se excavaría la primera parte del cauce de alivio.

Las fórmulas para calcular el gasto en canales laterales se han obtenido para pequeños vertedores de alivio en canales y nunca para ríos, por lo que es recomendable efectuar un estudio en modelo hidráulico de aquellos desvíos que se deseen proyectar y construir. Del modelo se obtendrá: longitud de la escotadura, su elevación más conveniente y el gasto desviado.

3.4 DESVÍOS TEMPORALES

Los desvíos temporales se pueden hacer cuando a los lados del cauce por proteger existen zonas bajas o lagunas que pueden ser inundadas momentáneamente mientras dura una avenida. Aunque sean zonas que tengan aprovechamiento agrícola o ganadero, los daños que se ocasionan en ellas, al inundarlas, son pequeños porque de antemano se destinan a ese propósito. Al escoger una zona para que reciba parte de las aguas de una avenida, se impide de antemano que en ella se hagan construcciones de cualquier tipo. Cuando no existen lagunas, o zonas bajas, que es lo que ocurre con más frecuencia se forman depósitos laterales formándolos con bordos.

Este tipo de solución, al igual que los cauces de alivio, se combina con bordos longitudinales. La diferencia principal estriba en que mientras en el cauce de alivio se tiene la posibilidad de desviar volúmenes muy grandes mientras no se rebase el gasto máximo que puede conducir el canal de desvío, en los desvíos temporales sólo se puede desviar un volumen prefijado que es igual a la capacidad de la laguna, zona baja o depósito formado con bordos

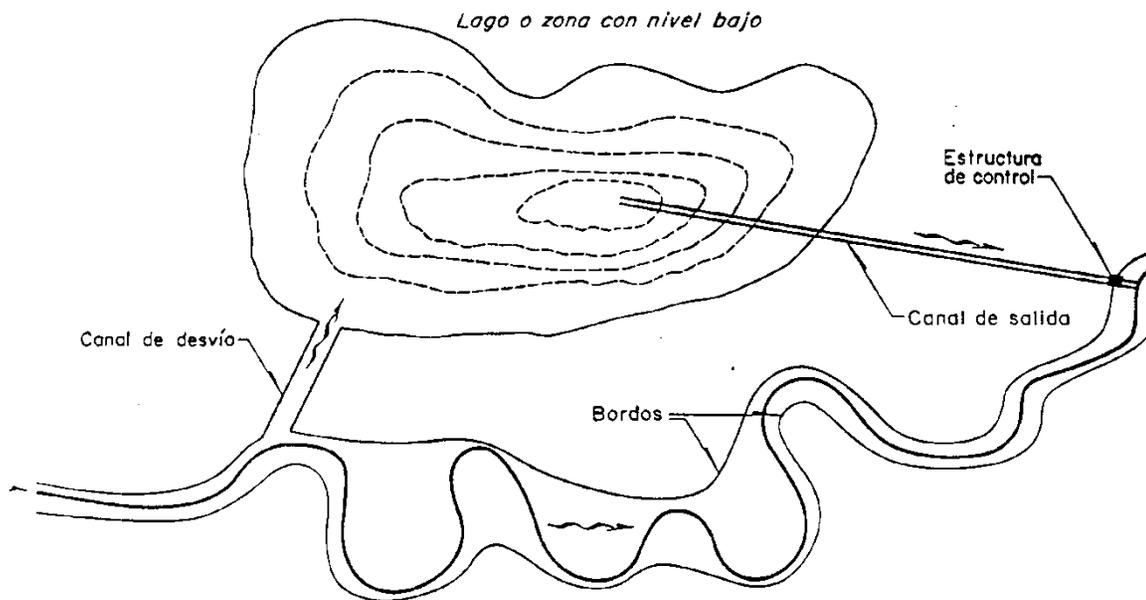
La diferencia consiste en que el agua almacenada en el depósito lateral, debe regresar al río en cuanto desciendan los niveles en él, ya que el volumen útil, debe estar disponible para la siguiente avenida. De aquí que en el estudio hidrológico se debe determinar la ocurrencia de varias avenidas seguidas y los tiempos entre una y otra (Ver figura 11).

Cuando la zona baja es muy extensa y no se desea que se inunde completamente o cuando está comunicada con otras áreas que no deben inundarse, se deberá limitar el área a ser inundada, mediante la construcción de bordos de pequeña altura.

Como el tirante en un río depende del gasto que está conduciendo, conviene que el volumen disponible en el depósito V_L , se traduzca en el mayor gasto desviado al pasar el pico de la avenida frente al desvío.

Supóngase un hidrograma como el de la figura 14a. Si se empieza a desviar agua lateralmente antes de tiempo, se puede llenar el depósito antes y el gasto máximo que llega a pasar hacia aguas abajo (Q_B) podrá ser muy grande.

Figura 11: Desvío temporal



El mejor aprovechamiento se tiene cuando el volumen que se quita al hidrograma se hace casi en forma horizontal; es decir, cuando el pico del hidrograma se reduce lo más posible, (Ver figura 12b).

Para lograr un funcionamiento adecuado del desvío, éste se debe iniciar cuando el hidrograma esté en el punto K. Por lo tanto, el nivel de la escotadura de entrada del canal de desvío entre el río y la laguna deberá estar al nivel que corresponde al gasto $Q_K = Q_B$, que es el que se dejará pasar hacia aguas abajo. Seleccionada la altura de la cresta del vertedor, la longitud del mismo se calcula para que en el instante T_D pase el gasto Q_D .

El peligro de la solución anterior es que llegará a presentarse una avenida que, aunque tuviera un gasto máximo semejante, su volumen fuese mayor, (Ver figura 12c).

El cauce de comunicación entre el río y el depósito lateral es semejante al de un cauce de alivio y podrá tener o no bordos en toda su longitud dependiendo de la topografía local. Si el agua lo reconoce en cuanto es desviada se puede hacer la escotadura y dejar escurrir el agua sobre la planicie sin bordos de encauzamiento. Si los terrenos en la planicie tienen un alto aprovechamiento se deberán construir los bordos para encauzar el agua desviada e impedir que inunde mayores superficies.

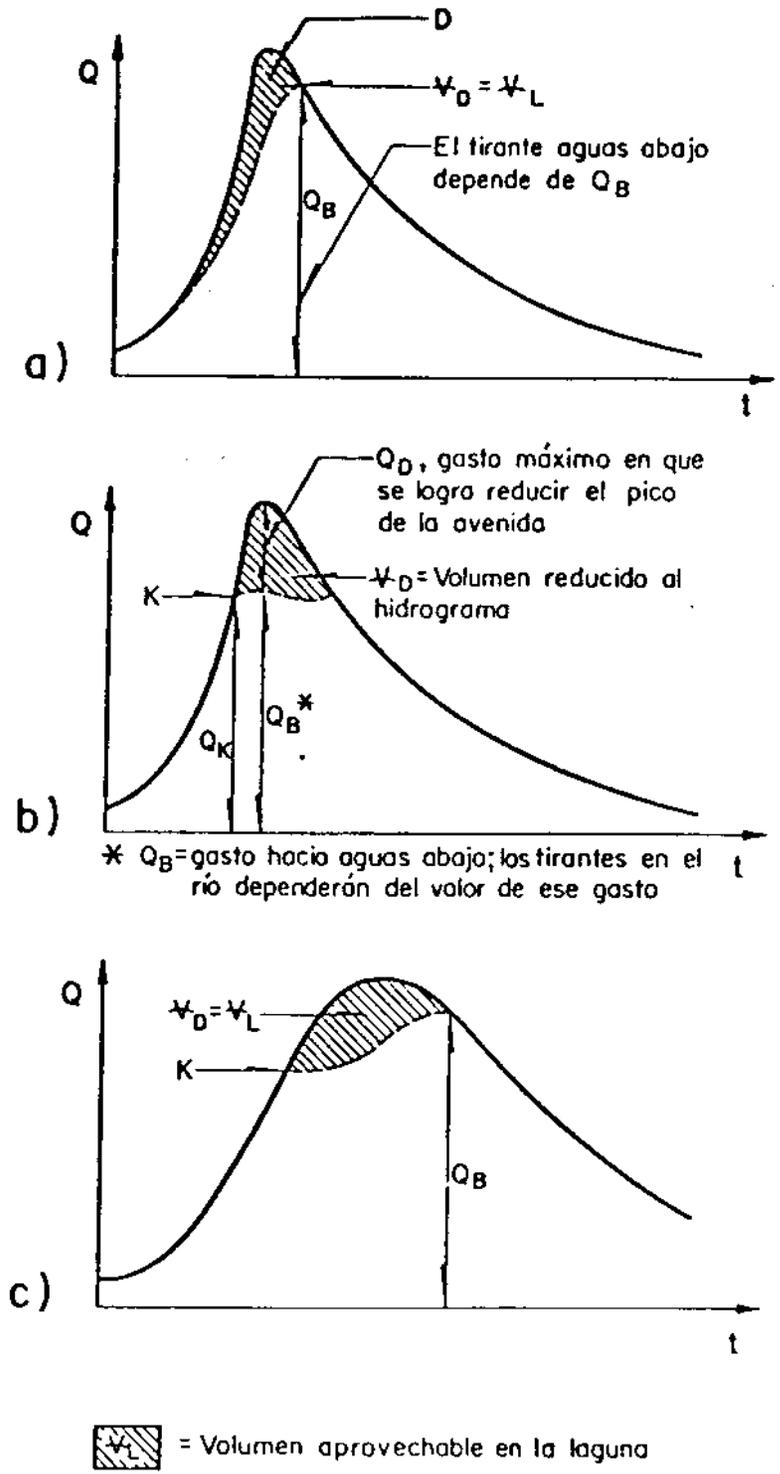
Cuando se requiere vaciar el depósito lateral, ya sea natural o artificial para un futuro aprovechamiento, es necesario excavar un canal, del centro del depósito hacia el río. Ese canal tendrá una capacidad evacuadora que será función de sus dimensiones y de la diferencia de niveles entre la superficie del agua en el depósito y en el río. La sección transversal del canal dependerá del tiempo disponible para evacuar el depósito; es decir el tiempo que transcurre entre dos avenidas, (Ver figura 11).

Cuando únicamente hay una avenida de importancia al año, se evita la construcción del canal de retorno, si la infiltración y evaporación permiten vaciado del depósito antes de que se requiera aprovechar de nuevo.

El canal de retorno siempre se une al río aguas abajo de la zona de desvío puesto que se tiene que impedir el llenado extemporáneo del depósito lateral, dicho canal deberá contar con una estructura de compuertas, que se colocará cercana al cauce. Esas compuertas permanecerán cerradas mientras sube la avenida, y se abrirán cuando al descender la avenida se tenga un nivel menor en el río que en el canal de retorno. Cuando la pendiente de la planicie es reducida y el depósito es artificial, el canal de entrada y salida es común y se regula con compuertas.

Esta solución se puede adoptar en diferentes lugares a lo largo de un río, logrando un abatimiento de consideración en los niveles del agua.

Figura 12: Diversas formas de desviar parte del volumen de una avenida, hacia una laguna o zona baja



Puesto que el volumen de una sola zona baja o depósito lateral puede ser reducido, comparado con el volumen del hidrograma, esta solución es conveniente si se tienen varias zonas bajas hacia donde desviar, y en forma escalonada se logra abatir el pico de la avenida que escurre por el río, entre sus bordos longitudinales.

Aun cuando no se utilice esta alternativa como solución, téngase en cuenta que en una protección con bordos longitudinales el gasto de la avenida que se presente puede ser mayor que la avenida de diseño de los bordos. Por consiguiente, conviene siempre en una protección con bordos longitudinales, contar con áreas bajas o menos productivas o sin construcciones, que puedan ser inundadas en caso de ocurrencia de una avenida mayor a la de diseño que pudiera obligar a romper los bordos. Dichas roturas convendrá hacerlas frente a esas zonas, que de antemano se destinan a ser inundadas. De esa manera se evita que, al ocurrir una avenida extraordinaria, los bordos se rompan frente a poblados, zonas ganaderas, etc.

3.5 RECTIFICACIONES, CORTE DE MEANDROS Y CURVAS

Una forma de reducir los desbordamientos, en una longitud limitada del río, consiste en aumentar la capacidad hidráulica del cauce principal, lo cual es posible lograr rectificando un tramo del río. Este aumento de capacidad se obtiene únicamente en el tramo rectificado y en un tramo inmediato aguas arriba de él. En el resto del río, las condiciones permanecen iguales, y por tanto, con la misma probabilidad de inundación.

Cuando se tiene un tramo en el que existen meandros, como el mostrado en la figura 13, se puede hacer una canalización que de tener la sección transversal del río, tendrá una capacidad hidráulica mayor, por ser mayor su pendiente. Así, por ejemplo, si la longitud B-C por el río es cuatro veces la longitud B'-C' por la rectificación, la capacidad hidráulica de esa rectificación para igual ancho de sección, puede llegar a ser casi del doble para el mismo tirante. Por la reducción de longitud, la pendiente aumenta y por lo tanto aumenta la capacidad hidráulica de la sección en el tramo B'-C' rectificado.

Puesto que en la mayoría de los ríos el régimen es lento, en el tramo aguas abajo de C los niveles permanecen igual, para iguales gastos, antes y después de que se haya efectuado la rectificación.

En el tramo de aguas arriba, inmediato a B aumenta la capacidad hidráulica del tramo, por el remanso negativo que produce la rectificación; y además, debido a que el fondo del cauce se erosiona, ya que la capacidad de transporte de sedimentos es mucho mayor en el tramo B'-C' que en el tramo R-A, (Ver figura 13).

Como puede observarse de la figura 14 en el punto B' ocurren las máximas velocidades y por tanto la capacidad de transporte de sedimentos será máxima. Eso producirá una erosión en el fondo del río, que obligará a que el fondo ocupe posiciones como las indicadas con línea punteada. Esa erosión ayudará a aumentar más la capacidad hidráulica del tramo rectificado y sobre todo, aguas arriba de la rectificación. El aumento de capacidad se correrá hacia aguas arriba a medida que pasa el tiempo.

Figura 13: Rectificación de un cauce

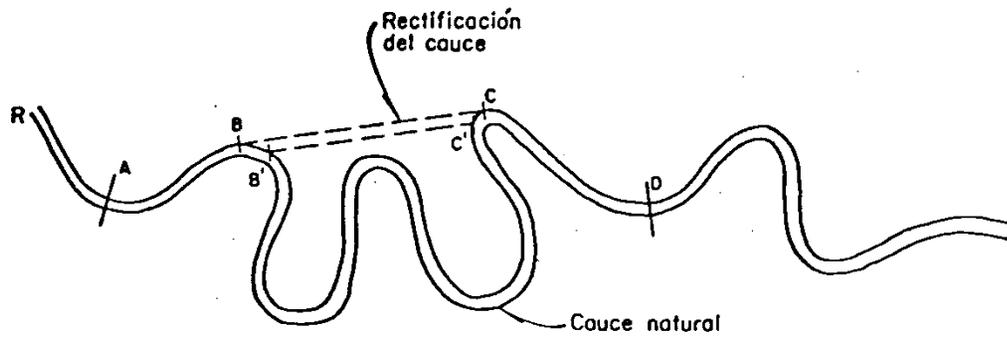
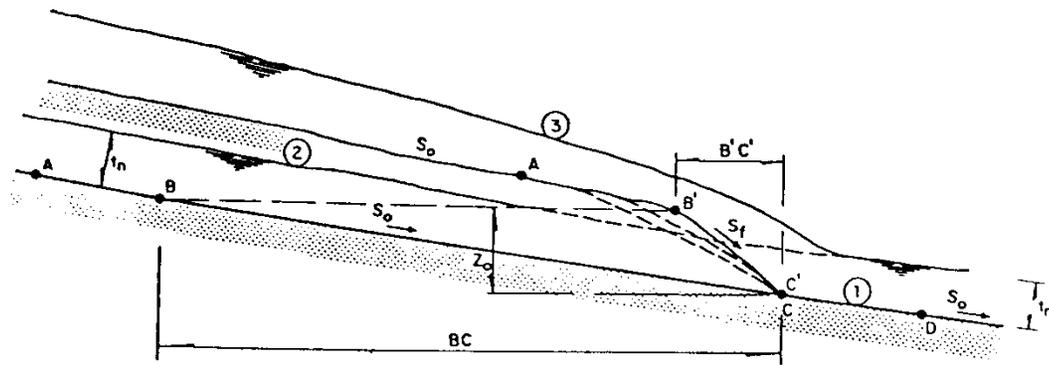


Figura 14: Rectificación de un cauce. Perfil longitudinal



En un principio, los descensos del fondo ocurren con mucha rapidez. Después disminuyen, hasta que se adquiere, una nueva pendiente de equilibrio que dependerá del gasto dominante del río y de los materiales del fondo del río que queden expuestos al ocurrir la erosión.

El principal inconveniente de esta solución consiste en que el material erosionado, tenderá a depositarse en el tramo inmediato aguas abajo de C, con lo que se disminuye la capacidad hidráulica de él. El remanso que produzca esa disminución de capacidad, repercute hacia aguas arriba, en la propia rectificación. La única forma de evitar lo anterior es dragando el fondo del río, aguas abajo de C (entre C y D), tratando de mantener las mismas secciones y pendientes que había antes de la rectificación.

3.5.1 Construcción de la Rectificación

El cauce rectificado deberá tener una sección transversal que tienda a ser semejante a la sección transversal del río. La rectificación se podrá hacer construyendo inicialmente un cauce piloto, el cual se ampliará posteriormente debido a la capacidad de arrastre y erosión que tenga el agua que pase por él. Las dimensiones del cauce piloto dependerán del gasto y de las propiedades físicas del material que forman las paredes y el fondo del cauce piloto.

3.5.2 Dimensiones del cauce piloto

En los puntos B' y C' (Ver figura 15), el cauce piloto se excavará hasta alcanzar el nivel del fondo del río. La pendiente del cauce será uniforme uniendo las elevaciones del fondo de las secciones anteriores (B'-C'); por tanto, la excavación se tendrá que llevar hasta la línea imaginaria que une el fondo del cauce en los puntos B y C.

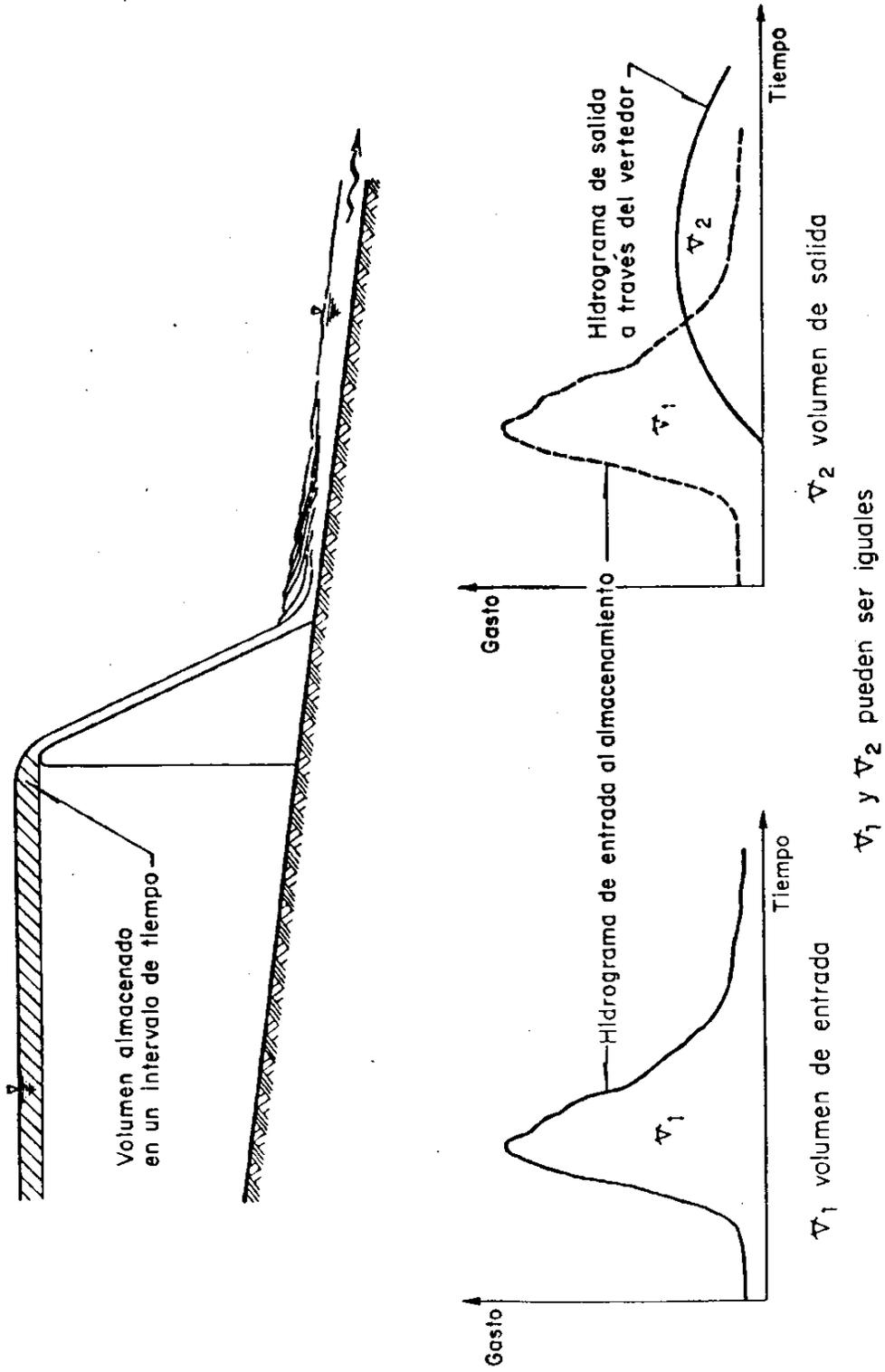
El ancho mínimo del cauce piloto deberá ser igual a dos veces la altura que hay desde el fondo del cauce piloto a la superficie del terreno natural. Con ello se evita que, si hay un deslizamiento al erosionarse al pie de uno de los taludes, se cierre completamente la sección y se evite el paso del agua.

Dado el ancho mínimo del cauce de alivio, el cual está dado por $B_{\min} = 2(\text{nivel terreno} - \text{nivel fondo})$, se obtienen los tirantes y velocidades para diferentes gastos. Si para el gasto medio de estiaje, la velocidad en el cauce es mayor que tres veces la velocidad media necesaria para arrastrar el material del fondo y orillas, el ancho mínimo es el de proyecto. Con eso se garantiza que el material sea arrastrado en mayor cantidad del que procede de aguas arriba y la sección se erosionará. Al principio, la ampliación será más bien lateral, aunque también habrá algo en el fondo, principalmente en el tramo cercano a B'. Al ampliarse la sección, aumenta el radio hidráulico de la misma, con lo que aumenta la velocidad en el cauce, así como el proceso erosivo. Lo que hasta aquí se ha mencionado ocurre generalmente cuando el material del fondo y orillas es arenoso.

Si el material es más resistente por tener mayor tamaño, pero sobre todo por tener cohesión, como es el caso de los arcillosos, se debe excavar una sección con ancho mayor, de tal manera que con esos radios hidráulicos mayores, se alcancen velocidades de la corriente que tengan el poder erosivo necesario.

Si lo anterior no ocurre, se puede presentar el caso extremo de tener que excavar la sección del cauce piloto del mismo ancho que la del río.

Figura 15: Efecto de regulación de almacenamientos grandes



3.5.3 Dragado aguas abajo

Si el material removido y arrastrado del fondo y paredes del cauce piloto es arenoso o de diámetro mayor, se depositará en el tramo aguas abajo de C, ya que ahí disminuye la velocidad por disminuir la pendiente. El depósito mencionado reducirá la sección hidráulica y la superficie del agua se elevará produciendo un remanso que afectará parte del cauce piloto. Para evitar lo anterior, se requiere dragar en el primer tramo aguas abajo de C (figuras 13 y 14), o bien colocar una draga fija cerca de C que retire del cauce todo el material que procede de aguas arriba.

3.6 PRESAS DE ALMACENAMIENTO

Las presas constan de un dique principal o cortina, que se construye en el río para cerrar el paso del agua y almacenarla. Con ello se conforma el vaso donde se almacena el agua. Las otras dos obras adicionales de mayor importancia en una presa son: la de excedencia por donde son evacuadas las aguas que no pueden ser aprovechadas, y la de toma por donde sale el agua que se utiliza para satisfacer una o varias demandas (agua potable, riego o generación de energía). Cuando entra una avenida en el vaso, con un volumen mayor a la capacidad disponible dentro de él, el volumen restante sale por la obra de excedencias formada generalmente por algún tipo de vertedor con descarga libre o con compuertas. A medida que se incrementa la entrada de agua al vaso, aumenta la extraída. La capacidad evacuadora de un vertedor aumenta cuanto mayor es el tirante del agua sobre su cresta. Para aumentar el nivel del agua en el embalse, parte del volumen queda almacenado parcialmente. Este proceso es controlado por la ecuación de continuidad en el vaso que involucra que el volumen de agua que entre en un intervalo de tiempo, es igual al volumen de agua que sale en el mismo intervalo más el que queda almacenado en el vaso, (Ver figura 17).

Lo anterior se puede expresar como sigue:

$$[(I_i + I_{i+1})/2]\Delta t = \Delta V + [(Q_i + Q_{i+1})/2]\Delta t$$

Donde:

$I_{i,i+1}$: gasto de entrada al vaso en los instantes i e $i+1$, respectivamente

$Q_{i,i+1}$: gasto de salida por el vertedor en los instantes i e $i+1$, respectivamente

Δt : intervalo de tiempo entre los instantes i e $i+1$

ΔV : volumen de agua que se almacena en el vaso en el tiempo Δt

Para conocer los gastos de entrada I se dispone del hidrograma de diseño que se desea transitar. El volumen almacenado se obtiene de la curva elevaciones-capacidades del vaso. El gasto de salida se deduce de la curva de descarga del vertedor.

Por lo tanto se cumplirá que

$$\Delta V_i = V_i - V_{i+1}$$

$$V_i = f(E_i)$$

$$V_{i+1} = f(E_{i+1})$$

Donde:

E : elevación del agua en el embalse, en m

$V_{i, i+1}$: volumen en el embalse, en el instante i e i+1, respectivamente

Por otra parte

$$Q_i = CL(E_i - e)^{3/2}$$

Donde:

C : coeficiente de descarga del vertedor

L : longitud neta del vertedor, en m

e : elevación de la cresta del vertedor, en m

Sustituyendo en la ecuación de continuidad propuesta se tiene que

$$I_i \Delta t/2 + I_{i+1} \Delta t/2 = V_{i+1} - V_i + CL(E_i - e)^{3/2} \Delta t/2 + CL(E_{i+1} - e)^{3/2} \Delta t/2$$

Los términos desconocidos son E_{i+1} y V_{i+1} . Ordenando términos en la ecuación anterior

$$V_{i+1} + CL(E_{i+1} - e)^{3/2} \Delta t/2 = (I_i + I_{i+1}) \Delta t/2 + V_i + CL(E_i - e)^{3/2} \Delta t/2$$

Por tanteos sucesivos se puede resolver la ecuación anterior conocidos todos los datos del segundo miembro; existen una gran cantidad de programas para computadora que resuelven la ecuación planteada.

Todas las presas, cualquiera que sea su uso principal, tienen una capacidad de regulación que es tanto mayor cuanto mayor es el área del embalse. En ocasiones estas obras se construyen con el objeto único de controlar avenidas y es cuando son más útiles. Sí el objeto de una presa es generación hidroeléctrica o riego o ambas, estos usos entran en conflicto con el control de avenidas ya que por un lado su aprovechamiento será mayor cuanto más altos sean los niveles en el embalse y por otro la regulación de las avenidas es mayor en cuanto esos niveles son bajos.

3.7 PRESAS ROMPEPICOS

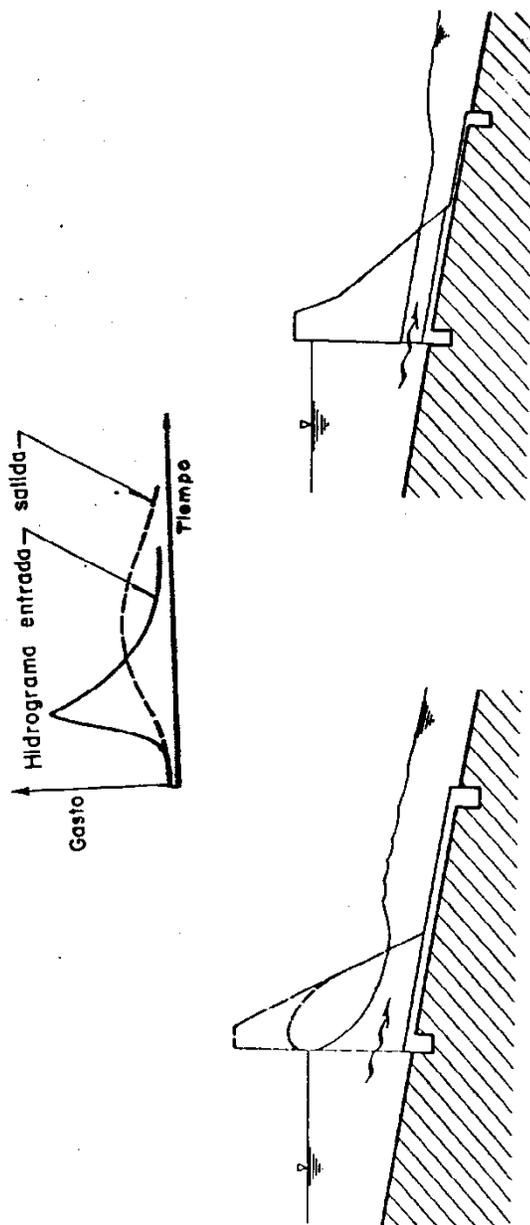
Las presas rompepicos están formadas por una cortina generalmente de poca altura y una obra de excedencias o descarga cuya elevación de la cresta o de la sección de control puede estar incluso a la elevación del fondo del río. Esta obra generalmente no tiene compuertas y su ancho es reducido con objeto de no permitir el paso de gastos grandes. El valor del gasto se selecciona en función de la capacidad hidráulica del cauce de aguas abajo de la presa. En otras ocasiones la obra de excedencias está formada por orificios o tuberías cortas, (ver figura 16).

El funcionamiento de la obra es el siguiente: cuando el río tiene escurrimientos normales toda el agua pasa por la obra de excedencias y el escurrimiento no se ve afectado por la presencia de la cortina, ya que aguas arriba de ella prácticamente no existe remanso. Al presentarse una avenida, como el vertedor tiene una capacidad limitada y por tanto sale menor gasto del que entra, se almacena parte del agua en el vaso. Si se llega a presentar la avenida de diseño, el vertedor permitirá el paso del gasto máximo de diseño mientras que el vaso se llena completamente.

Cuando no es posible hacer una obra costosa y el gasto de diseño tiene un período de retorno bajo, la cortina de la presa se hace vertedora o a partir de determinado nivel se amplía la obra de excedencias o se hace un segundo vertedor, de tal suerte que todos los gastos excedentes pasen hacia aguas abajo sin dañar la cortina. Al pasar la avenida, el agua sigue saliendo por la obra de descarga hasta que el vaso se vacía.

Si la pendiente del río es alta y por lo tanto el vaso no tiene capacidad para regular la avenida al gasto deseado se deberán construir varias presas semejantes, una a continuación de la otra, o en escalera, de tal manera que cada presa se localice inmediatamente aguas arriba de la sección a la cual llega el nivel del agua, alcanzando en la presa de aguas abajo, al pasar la avenida de diseño.

Figura 16: Presas rompepicos



El cálculo se efectúa utilizando la misma ecuación de partida que para las presas de almacenamiento. Lo que cambia es la fórmula de la obra de descarga ya que generalmente no es un vertedor Creager.

Este tipo de obras se acostumbra construir sobre pequeños quebradas o ríos aguas arriba de poblaciones, en las que el cauce ha sido invadido con construcciones y se ha limitado su capacidad hidráulica. Cuando los cauces a través de esas poblaciones son rectificadas, canalizados o entubados el gasto de diseño queda limitado a un valor máximo y para no sobrepasarlo, se recurre a la construcción de las presas rompepicos.

Si las boquillas donde se construyen estas presas están formadas por roca, no se tienen problemas de erosión aguas abajo de la obra de excedencias. Si hay material aluvial se deberá diseñar la correspondiente obra de disipación de energía que garantice la seguridad de la presa.

3.8 DRAGADO DEL CAUCE PRINCIPAL

Un aumento en la capacidad hidráulica de un cauce se logra también al dragar el fondo o aumentar el ancho de algunos tramos; en otras palabras se incrementa el área de las secciones transversales.

Esta solución que es común en algunos tramos de ríos navegables, para garantizar una cierta profundidad la mayor parte del tiempo, se debe utilizar con sumo cuidado cuando es utilizada para control de inundaciones. Solo deberá aplicarse cuando la capacidad de transporte de sedimentos es reducida aguas arriba de la zona dragada. De no ser así, se requieren dragados permanentes, que de no hacerse, permiten que el río vuelva a sus condiciones iniciales en poco tiempo.

Dentro de esta solución, se incluye la ampliación artificial de algunas secciones cuyo fondo y orillas sean rocosos, sobre todo cuando hay algún dique geológico. Esas secciones se pueden convertir en secciones de control hidráulico cuando los gastos sobrepasan un cierto valor. La profundización de esas secciones, más que la ampliación

lateral, produce mayores aumentos de capacidad y disminución de la elevación de la superficie del agua.

3.9 LIMPIEZA DE LOS CAUCES

Uno de los factores que intervienen más en el aumento de los tirantes o elevaciones del agua en un río es la rugosidad, la cual se incrementa notablemente con la presencia de obstáculos como roca, vegetación o basura. El más común de ellos es la vegetación, que obliga a limpiar los cauces antes del inicio de la época de avenidas.

En ríos en que escurre agua durante todo el año no puede crecer la vegetación, y por tanto, el problema señalado no existe en el cauce principal. Si ese mismo río está protegido con bordos longitudinales, y ellos están separados de la orilla, la limpieza señalada se reduce a la zona entre las orillas y los bordos.

En cambio, en los ríos que escurren en zonas semiáridas y que conducen un mínimo de agua en época de estiaje, puede crecer una gran cantidad de vegetación dentro de él, ya que para su crecimiento cuenta con el agua del subálveo.

El crecimiento de la vegetación es más completo e intenso cuando no ocurren avenidas que la destruyan, durante dos o tres años consecutivos. Cuando ello tiene lugar, la vegetación llega a resistir el impacto de avenidas moderadas y permite o facilita la formación de islas y propicia el desvío del cauce principal. Es en estos ríos en los que la limpieza del cauce llega a ser indispensable, ya que la vegetación incrementa notablemente las elevaciones del agua.

Cuando no se requiere controlar los niveles del agua durante avenidas, esta solución debe llevarse a efecto en las zonas de aguas abajo y arriba de puentes para evitar que el flujo se concentre y ocurran socavaciones mayores a las previstas.

3.10 REFORESTACIÓN

Para evitar los efectos desastrosos de las avenidas es necesario, en ocasiones, reforestar las cuencas o parte de ellas, ya que la vegetación retarda la concentración del flujo y

sobre todo evita que lleguen al cauce grandes cantidades de sedimentos que al no poder ser arrastrados, se depositan en él y le reducen su capacidad hidráulica.

La reforestación de un área exige de la existencia de la humedad suficiente que garantice el crecimiento y desarrollo de la vegetación ahí colocada artificialmente; pero sobre todo, requiere de un cuidado y supervisión permanente hasta que se tenga la seguridad de que toda la vegetación seguirá un desarrollo natural y que las cárcavas y nuevos arroyos que se han formado han sido controlados y no ocurrirán nuevas erosiones

3.11 DRENAJE DE LAS ZONAS PROTEGIDAS

Al tratar los bordos perimetrales se comentó este tema y se describieron dos soluciones posibles para resolver el problema del desalojo del agua de lluvia que cae en zonas protegidas, el cual es impedido, por la presencia de las protecciones (ver figura 3).

Este problema se incrementa cuando se construyen bordos longitudinales, ya que en ocasiones, ellos pueden cruzar arroyos o pequeños afluentes que escurren hacia la corriente principal.

Cuando el afluente es grande o lleva agua todo el año, conviene interrumpir el bordo y continuarlo a ambos lados del afluente hasta empotrarlo convenientemente en una zona elevada.

Las soluciones a este problema son tan variadas como lo puede ser la topografía de la planicie, forma del río, número de afluentes, longitud de los bordos, intensidad de las lluvias, usos de suelo, etc. Sin embargo se menciona como protección contra inundaciones, ya que si no se tiene en mente, la zona protegida puede quedar igualmente inundada, ya no por el agua del río, sino por el de la lluvia local.

CAPÍTULO 4

ACCIONES NO ESTRUCTURALES O INDIRECTAS

4.1 MEDIDAS PARA LA PREVENCIÓN DE DESASTRES

Las acciones no estructurales o indirectas son todas aquellas, no incluidas en las estructurales, vistas en los capítulos anteriores, que tienen como objetivo fundamental evitar pérdidas humanas y en general prever o reducir los daños que pueda producir una inundación.

Desde el punto de vista más general, todas las acciones llevadas a cabo para prevenir y auxiliar a la población al ocurrir una inundación reciben el nombre genérico de “medidas para la prevención de desastres”.

Dichas medidas, deben llevarse a cabo tanto durante inundaciones, que es el tema tratado en este trabajo, como al ocurrir incendios forestales, sequías prolongadas, deslaves o avalanchas, actos de sabotaje o disturbios.

En nuestro país, la responsabilidad organizativa recae en el ejército mediante su departamento de Defensa Civil dependiente del Gobierno Nacional, también mediante la unidad de desastres de la secretaria de Medio Ambiente del Gobierno Departamental. De las medidas para prevención de desastres, las que tienen relación con los aspectos meteorológicos, hidrológicos e hidráulicos reciben el nombre de “acciones no estructurales o indirectas”, por no requerir de la construcción de ninguna obra que interfiera con las corrientes de los arroyos y ríos.

Con objeto de ubicar las “acciones no estructurales” dentro del contexto general de las “medidas para la prevención de desastres”, son todas aquellas que permiten o están encaminadas a:

1. Avisar oportunamente a las gentes de la posible ocurrencia de un desastre.
2. Evacuar a las poblaciones en forma segura y ordenada.

3. Auxiliar a las personas que sufran algún peligro.
4. Prestar atención médica y asistencia social.
5. Evitar saqueos.
6. Restaurar en el menor tiempo posible todos los servicios que se hayan interrumpido.

En las medidas para la prevención de desastres se debe tener en cuenta que:

- a) Son de muy diferentes clases y cubren una gran variedad de aspectos.
- b) Son llevadas a cabo o coordinadas por diversas instituciones u organismos, tanto nacionales o centrales como locales.
- c) Por último, requieren ser efectuadas en diferentes momentos a lo largo del período en que ocurre un desastre.

Así, entre las clases de las medidas citadas se pueden mencionar, entre otras muchas, las siguientes:

- Organización de un sistema de alarma.
- Establecimiento de una organización central, regional y local.
- Elaboración de planes.
- Labor de coordinación entre distintas instituciones.
- Formulación de leyes y reglamentos.
- Entrenamiento a las personas que ejecutarán las acciones o medidas programadas.
- Entrenamiento a las personas que pueden ser afectadas.
- Vigilancia para evitar saqueos.
- Acciones sanitarias.
- Construcción y operación de campamentos y puestos de socorro.
- Evacuación de poblaciones y traslado de gentes.
- Reparación de vías terrestres interrumpidas.
- Establecimiento de comunicaciones por radio y telefónicas.

- Reparación de obras hidráulicas falladas.
- Operación adecuada de obras hidráulicas.
- Vigilancia de bordos y reparación inmediata que evite su falla.
- Obtención de datos y transmisión oportuna de los mismos.
- Construcción de redes telemétricas.
- Estudios de causas y efectos.
- Formación de grupos de especialistas.
- Elaboración de modelos matemáticos y programas de concepto para predecir efectos.

Entre las instituciones u organismos que generalmente intervienen durante un desastre y que por tanto deben estar coordinadas entre sí, se pueden mencionar:

- El poder político federal o central.
- El poder político estatal o regional.
- El poder político municipal o local.
- Los ministerios que construyen las obras hidráulicas, y controlan y manejan el agua.
- Los ministerios que construyen y operan las vías terrestres y las comunicaciones.
- Servicios meteorológico e hidrométrico, cuando no depende de los ministerios.
- El ejército, la fuerza aérea y la fuerza naval.
- La Cruz Roja.
- Los organismos que proporcionan servicios como electricidad, teléfonos, agua potable, drenaje, transporte, etc.
- Compañías constructoras y de alquiler de equipo pesado.

Por último, de acuerdo al momento en que las medidas son efectuadas a lo largo de la ocurrencia de un desastre se pueden indicar en general las que se efectúan

- Antes de la ocurrencia del desastre.
- Durante el desastre.
- De urgencia inmediata después del desastre.
- Después del desastre para restablecer la normalidad.

- Evaluaciones a las acciones anteriores.

Como ejemplo se citan las referentes o relacionadas con inundaciones, y son:

- Acciones de organización y coordinación, previas a la época de lluvias.
- Acciones a partir del momento en que empieza a llover, hasta que llega la avenida.
- Pronósticos, alarma y decisiones de evacuación.
- Acciones de control durante el paso de la avenida; incluidas las de vigilancia de las obras y bordos, y reparaciones de emergencia.
- Acciones en las zonas cubiertas por las aguas, principalmente de rescate y ayuda.
- Acciones después de la inundación, en las zonas afectadas, para lograr el restablecimiento de las condiciones normales.
- Acciones de evaluación, para la retroalimentación.

Sólo considerando inundaciones, las medidas para la prevención de desastres que llegan a efectuarse para cada sitio en particular dependen de varios factores, entre los que se pueden citar: costos de los posibles daños y número esperado de las posibles pérdidas humanas que pueda ocasionar una inundación, frecuencia y magnitud de las inundaciones, recursos financieros, recursos humanos y equipo disponible y además, los factores políticos y sociales que puedan variar con el lugar y la época.

4.2 ACCIONES NO ESTRUCTURALES

Las acciones no estructurales o indirectas consisten en trabajos y estudios principalmente hidrológicos e hidráulicos que serán descritos adelante, los cuales se pueden agrupar, según su objetivo final y común en:

1. Acciones de alarma
2. Acciones de vigilancia y reparaciones de emergencia

Las acciones de alarma pueden diferir según que, aguas arriba de la zona por proteger, existan las condiciones siguientes:

- a) Ríos inalterados o incontrolados, sin acciones estructurales
- b) Ríos alterados o regulados, principalmente con presas de almacenamiento

Cuando los cauces no tienen obras de control que modifiquen sus escurrimientos, las acciones no estructurales se reducen a predecir las avenidas que pueden ocurrir en la zona por proteger. En cambio, cuando en los cauces existen presas de almacenamiento, se deben conjugar dos objetivos opuestos: por un lado, para que escurran por el río los menores gastos conviene bajar el nivel de los embalses, descargando gastos bajos desde antes que se inicie la época de lluvias, y por el otro, en esas mismas presas conviene retener la mayor cantidad de agua para utilizarla posteriormente, ya sea en agricultura o generación hidroeléctrica. En otras palabras, se trata de un problema de optimización, en el que por un lado se deben minimizar los daños producidos por los gastos descargados, y por otro, maximizar la productividad del agua en cada uno de los usos a que se haya destinado. Lo anterior se debe efectuar sin descuidar el hecho de que las alarmas de inundación se deben dar con la mayor antelación posible, y además que, cuanto menor sea el tiempo en que los terrenos estén cubiertos por las aguas, menores serán las pérdidas en los cultivos, siempre y cuando no se sobrepase el tiempo en que ellos son dañados permanentemente.

4.2.1 Acciones de alarma

Entre las principales acciones de alarma que pueden efectuarse están:

1. Elaboración de un plan de acción teniendo en cuenta las condiciones y recursos locales, y la magnitud de los posibles daños.
2. Instalación de pluviógrafos en la cuenca, y de limnógrafos, tanto en algunas secciones de aforo en los ríos, como en las presas existentes aguas arriba.
3. Instalación de radares, de equipos para la recepción de imágenes de satélite e información meteorológica, que permitan detectar y seguir huracanes y tormentas tropicales. Esto servirá también para dar avisos de alarma relacionados con lluvias locales intensas y con la posible llegada de ciclones.

4. Instalación de radios en los sitios donde se instalarán los pluviógrafos y limnigrafos del punto 2. Todos los datos serán transmitidos a un puesto central en el que se procesaran los datos recibidos, o se retransmitirán al lugar donde eso se realice.
5. Elaboración de modelos hidrológicos, previamente calibrados, para determinar la forma de las avenidas en alguna sección del río o frente a la zona que se desee proteger o alertar. Estos modelos estarán programados en una computadora.
6. En lugar del punto 4 conviene la instalación de una red telemétrica que transmita directamente los datos de pluviógrafos y limnigrafos a un puesto central de registro. Igualmente conviene que esos datos entren directamente a una computadora en donde, con los programas del punto anterior, se obtenga el gasto máximo y forma de las avenidas.
7. Determinación analítica o experimental de los niveles del agua para diferentes avenidas a lo largo del río y de la llanura de inundación. Esta acción es la más difícil de alcanzar debido a la calibración que requieren los modelos matemáticos o físicos que se utilicen. Para lograr dicha calibración se necesitan datos fidedignos de elevaciones del agua y extensión de las aguas inundadas durante avenidas pasadas. Además debe tenerse en cuenta que, los resultados son modificados, principalmente, cuando se abren nuevas áreas al cultivo y se construyen carreteras, ferrocarriles u obras hidráulicas, entre las que destacan presas de almacenamiento, presas derivadoras y canales. Este punto contempla el disponer de un modelo matemático para transitar la avenida, obtenida en el punto 5, inmediatamente después que ella se haya determinado.
8. Delimitación de las zonas adyacentes a los ríos que pueden ser cubiertas por las aguas. Esto se logra eficientemente si se lleva a cabo la acción anterior. Si ello no es posible, lo cual ocurre con frecuencia, las áreas inundadas se tendrán que delimitar en base en fotografías aéreas obtenidas durante inundaciones anteriores. En otras palabras, se deberán conocer las áreas afectadas por diferentes gastos. Esto permitirá tomar la decisión de evacuar diferentes zonas según sea la magnitud de la avenida pronosticada.

9. Obtención de datos hidráulico-fluviales- Para calibrar eficientemente el programa del punto 7 y cumplir con el punto 8 se deberá elaborar un plan para obtener cuando menos, en un mínimo de puntos, las elevaciones del agua a lo largo del río en la planicie durante las avenidas. Se tendrán que instalar las escalas o limnógrafos necesarios y contar con el personal entrenado para efectuar esa labor. De ser posible se deberá aforar las corrientes en algunas secciones a lo largo del río y al llegar a la zona afectada.
10. Elaboración de métodos y programas de cómputo que permitan la optimización del manejo de las avenidas, cuando existen una o más presas aguas arriba de la zona afectada. Con ello se optimizará el manejo de la avenida, para lograr, por una parte, los menores daños debidos a la avenida que se permita pasar por las obras de excedencias, y por otra, el máximo aprovechamiento posterior del recurso agua.
11. Establecimiento de métodos y formación de un grupo organizado que tome decisiones oportunas y adecuadas antes de, y al ocurrir las inundaciones, con base en los cálculos indicados en los puntos 6 y 7.

En los puntos anteriores se debe entender a que la alarma para protección y evacuación, se da con la mayor antelación posible antes de que la avenida se presente. Las acciones no estructurales de alarma sirven en general para avisar oportunamente a la gente y a los organismos que se encargarán de todas las medidas para prevenir desastres. Dichas acciones no evitan las inundaciones, y si no hay presas, tampoco las controlan. Como tienen un costo mucho menor que el de las acciones estructurales o directas, están más al alcance de los países en desarrollo; sin embargo, para que esas acciones sean efectivas se requiere de una organización, de la que paradójicamente, carecen también esos países. Lo anterior ocurre ya que, bajo un cierto aspecto, el desarrollo de un país es consecuencia de su organización.

4.2.2 Acciones de vigilancia y reparación

Estas acciones deben llevarse a cabo en todas aquellas zonas donde existan acciones estructurales, principalmente: bordos perimetrales o longitudinales, cauces de alivio tanto para desvíos permanentes como temporales, presas rompepicos y presas de almacenamiento. Entre las acciones por efectuar están:

- a) Coordinación con el puesto central de registro o el organismo que determine la magnitud de las avenidas y tenga la responsabilidad de las acciones de alarma.
- b) Elaboración de inventarios de personal y equipos disponibles en la zona.
- c) Establecimiento de vigilancia durante las 24 horas del día mientras pasa la avenida. Dicha vigilancia debe hacerse a pie, ya que la inclinación de los taludes de los bordos impiden detectar fallas desde vehículos que transiten por la corona de esas obras.
- d) Suministro de radios, lámparas, vehículos y alimentación al personal de vigilancia.
- e) Selección de lugares cercanos a las zonas más críticas y adecuadamente distribuidos, donde esté estacionado el equipo disponible para las reparaciones de emergencia. Además, se deberán formar depósitos de roca en áreas accesibles a las zonas críticas, y los camiones deberán estar cargados con roca. En igual forma, se deberá disponer de sacos para ser rellenos de arena cuando se note una tubificación o rotura incipiente de un bordo.
- f) Coordinación con los organismos encargados de la prevención de desastres, para avisar oportunamente, cuando se conozca de la inminente falla de alguna obra o bordo.

Por último, cuando una zona está protegida con bordos perimetrales o longitudinales, el organismo responsable de las acciones no estructurales o de la prevención de desastres, deberá disponer de un plan que le permita decidir las medidas a tomar, cuándo la avenida por presentarse sea mayor que la avenida para la cual se diseñaron los bordos. Entre otras medidas podrán ser:

- a) La selección de los tramos de esos bordos, que deberán ser destruidos para permitir la inundación de las zonas menos productivas.

- b) La destrucción de canales de riego o vías terrestres que interfieran con el libre escurrimiento de los canales desbordados.
- c) El reforzamiento de otros bordos, canales de riego o vías terrestres en donde se desee que se detenga y almacene el agua desbordada, cuando se trate de evitar que continúe hacia áreas más pobladas y productivas; además, la rotura de los bordos en aquellas zonas donde pueda y se desee que el agua desbordada retorne nuevamente al río, una vez que bajen las aguas en él.

CAPÍTULO 5

APLICACIÓN PRÁCTICA

5.1 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA EN ESTUDIO

5.1.1 Características Generales

Ubicación Geográfica

La aplicación o emplazamiento de los gaviones será en el río Guadalquivir a la altura de la comunidad Rancho Sud, por lo que esa sección del río será el punto de cierre de la cuenca. Las coordenadas del punto de cierre de la cuenca son:

Latitud Sur: 21°27'56.97"

Longitud Oeste: 64°44'58.61"

La totalidad de la cuenca se encuentra entre las siguientes coordenadas geográficas:

Entre las latitudes Sur: 21°12'51.7" a 21°29'57"

Entre las Longitudes Oeste: 64°56'38.43" a 64°35'38.4"

Dicha cuenca pertenece y forma gran parte de la Cuenca Alta del río Guadalquivir. Tiene como afluentes principales a los ríos: Corana, Pajchani, Carachimayu, Trancas, Sella y Calama. (Ver Mapa N°1 en Anexo 1)

Geográficamente la cuenca se encuentra al pie de la serranía de Sama y está limitada de la siguiente manera: Al norte con cuatro cuencas; del río Paicho, Huacata, Camblaya y de La Hoja. Al este con la cuenca del río Santa Ana y al oeste con la cuenca del río Tomayapu.

Clima

La cuenca presenta climas variados de acuerdo a las alturas que presenta, en la parte alta presenta un clima frío mientras que en el valle el clima es templado.

5.1.2 Suelos, Uso de la tierra y Vegetación

Suelos

Su suelo también es variado, presenta diferentes capas que están compuestas por arcillas dispersas, limo y arena fina. En las partes que se encuentran dentro del Valle Central de Tarija existen altos contenidos de cationes dispersantes y solubles como el sodio y calcio en los suelos, esta situación ha dado lugar que estos suelos sean altamente susceptibles a la erosión.

Vegetación

Existe una vegetación diversa que contempla una gran variedad de árboles, como ser: churquis, algarrobos, molles, jarca, chanar, pino de cerro, alizo, etc. Además hay zonas donde se encuentra pastizales extensos.

Uso de la Tierra

El uso actual de la tierra agrícola está referido al cultivo de hortalizas como ser: papa, maíz, etc. Verduras como ser: zanahoria, acelga, berenjena, espinaca, etc. Y frutas como ser: frambuesa, durazno, etc.

En lo que respecta a la ganadería, existe ganado ovino, caprino y bovino.

Un aspecto importante de mencionar es la tala indiscriminada de árboles, los frecuentes incendios forestales que se producen por una equivocada idea del campesino de que el fuego mejora las condiciones del pasto, los resultados son una escasa cobertura vegetal de gran parte de las laderas lo que produce mayores volúmenes de escorrentía y sedimentos por la poca cobertura vegetal.

5.1.3 Características Geométricas y Morfológicas de la Cuenca

Las características de una cuenca hidrográfica son muy importantes para conocer el escurrimiento del agua a través de dicha cuenca.

Para la determinación de las características de la Cuenca del río Guadalquivir en el punto de estudio se utilizaron las cartas geográficas del IGM (Instituto Geográfico Militar) a escala 1:50000.

Se realizó la delimitación de la cuenca mediante la línea divisoria de aguas y se procedió a calcular las siguientes características:

Área y perímetro

El área de una cuenca definida, es la superficie delimitada por los puntos más altos formando la línea divisoria de aguas.

$$A = 720.96 \text{ Km}^2$$

$$P = 140.58 \text{ Km.}$$

Índice de compacidad o de Gravelius

Es la relación que existe entre el perímetro de la cuenca con el perímetro de una circunferencia de una misma área.

Es un número adimensional que varía con la forma de la cuenca. El valor mínimo será igual a 1 para una cuenca circular e irá creciendo mientras la cuenca sea más alargada.

Como su nombre lo indica, representa la mayor o menor compacidad de la cuenca. Da una idea de la mayor o menor velocidad de concentración.

Cuanto menos alargada sea la cuenca, mayor será la escorrentía máxima y antes alcanzarán las aguas la salida o desembocadura.

$$K_G = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}}$$

$$K_G = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

A = Área de la cuenca (Km²)

P = Perímetro de la cuenca (Km)

$$K_G = 1.47$$

Este valor nos indica que la cuenca es más o menos alargada, por lo tanto su drenaje es más o menos lento.

Índice de forma

El índice de Forma se calcula a partir de datos geométricos y previa determinación del lado mayor del rectángulo equivalente.

Si:

F < 0.50 Cuenca Alargada

F > 0.50 Cuenca Achatada

$$F = \frac{A}{a^2}$$

Donde:

$A = \text{Área de la cuenca (Km}^2\text{)}$

$a = \text{Lado mayor del rectángulo equivalente (Km)}$

$$F = 0.21$$

Lo que nos indica, al igual que el índice de compacidad, que la cuenca es más o menos alargada.

Longitud del río principal

Es la distancia medida en Kilómetros, desde el nacimiento del río hasta su desembocadura. Como norma general, se considera río principal al de mayor longitud.

$$L_r = 36.25 \text{ Km}$$

Pendiente promedio del río principal

Este parámetro se define como la diferencia de altura entre el punto más alto y el más bajo de la cuenca dividida por la longitud máxima de la misma.

La escorrentía suele ser más rápida en las cuencas con pendiente, lo que provoca menos infiltración.

$$I_r = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r}$$

Donde:

$H_{\max} = \text{Máxima cota del río principal}$

$H_{\min} = \text{Mínima cota del río principal}$

$L_r = \text{Longitud del río principal}$

Mediante cartas geográficas del IGM se pudo obtener los siguientes datos:

Tabla 2 Cota máxima, mínimo y longitud del río principal

H max (m.s.n.m)	H min (m.s.n.m)	Long. Río principal (m)
3140	1843	36250

Por lo tanto:

$$I_r = 0.036 \quad I_r = 3.6\%$$

Clasificación del terreno en función a la pendiente media del río:

Tabla 3 Clasificación de terrenos

Pendiente media (%)	Terreno
2	Llano
5	Suave
10	Accidentado medio
15	Accidentado
25	Fuertemente accidentado
50	Escarpado
>50	Muy escarpado

* Fuente: Manual de Ingeniería de Regadíos (Rafael Heras, tomo I), Pág. 190

La pendiente del río principal representa a un terreno suave.

Densidad de drenaje

La densidad de drenaje está considerada como un índice relevante; se calcula dividiendo la longitud total de los ríos por el área total de la cuenca. Determina si una cuenca tiene un drenaje alto o bajo.

Es una medida de la textura de la red hidrográfica. Los valores altos reflejan generalmente áreas con suelos relativamente impermeables, con pendientes fuertes y escasa cobertura vegetal. Este valor toma valores entre 0.5 (Km/Km²) para cuencas con drenaje pobre, y un valor de hasta 3 (Km/Km²) para cuencas bien drenadas.

La escorrentía y el caudal máximo aumentan considerablemente con la densidad de drenaje.

La longitud total de la red de drenaje de la cuenca es 759.16 Km. incluida la longitud del río principal.

$$D_d = \frac{L_{ríos}}{A} \quad D_d = 1.05 \text{ Km/km}^2$$

Este resultado nos indica que la cuenca es medianamente drenada, en consecuencia su respuesta ante la precipitación (escorrentía) también es mediana.

Altura media

La altura media se determinó mediante la curva hipsométrica de la cuenca, que es una curva que representa las alturas de una cuenca en función de su área.

En el siguiente cuadro se muestra las altitudes de la cuenca y sus correspondientes porcentajes de área por encima de la cota:

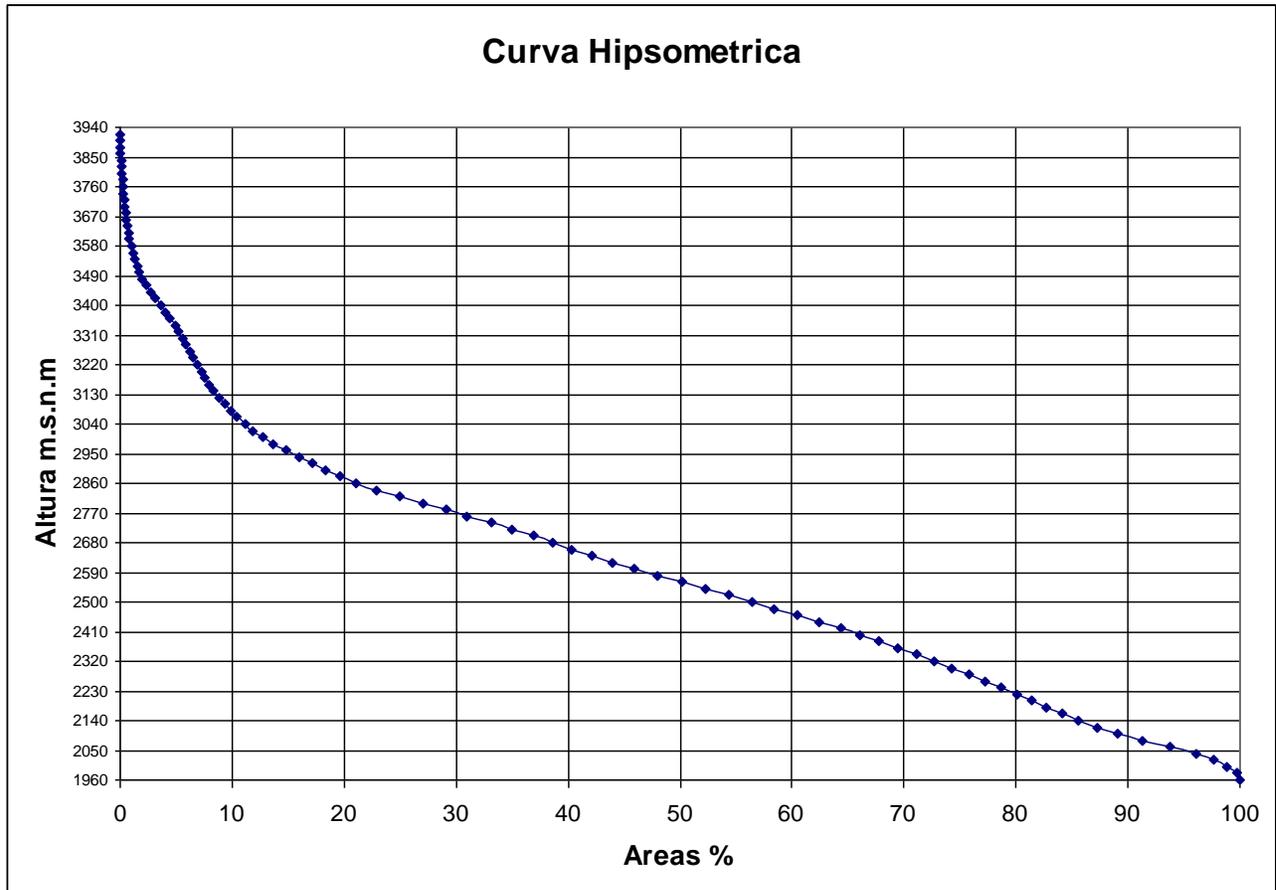
Tabla 4 Valores de las altitudes de la cuenca y sus áreas

Altitud m.s.n.m.	Área km ²	Área Acum. km ²	Área %
3940.0	-	-	-
3920.0	0.1020	0.102	0.01
3900.0	0.0830	0.185	0.03
3800.0	0.9740	1.159	0.16
3700.0	1.9070	3.066	0.43
3600.0	3.0090	6.075	0.84
3500.0	6.4560	12.531	1.74
3400.0	13.4410	25.972	3.60
3300.0	14.0110	39.983	5.55
3200.0	12.2100	52.193	7.24
3100.0	15.0010	67.194	9.32
3000.0	24.3320	91.526	12.70
2900.0	41.0440	132.570	18.39
2800.0	62.3640	194.934	27.04
2700.0	71.5290	266.463	36.96
2600.0	64.7070	331.170	45.93
2500.0	75.3220	406.492	56.38
2400.0	69.8960	476.388	66.08
2300.0	59.2260	535.614	74.29
2200.0	51.5270	587.141	81.44
2100.0	55.1460	642.287	89.09
2000.0	70.0720	712.359	98.81
1980.0	6.2640	718.623	99.68
1960.0	2.3340	720.957	100.00
A _T =	720.9600		

Con los valores determinados se pudo graficar la curva hipsométrica de la cuenca, con la cual se obtiene:

La altura más frecuente que se presenta en la cuenca es 2060 m.s.n.m. que corresponde a la mayor área. La altura media es 2561.42 m.s.n.m. que se obtiene al 50% del área total.

Gráfico 1 Curva Hipsométrica



5.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO

5.2.1 Precipitación

Medición de la precipitación

Fundamentalmente, existen tres tipos de instrumentos:

- Pluviómetros simples.- En principio cualquier recipiente abierto de paredes verticales puede servir de pluviómetro, porque lo que interesa es retener el agua llovida para luego medirla. En el sistema métrico se mide en milímetros y décimas de milímetro. Sin embargo es importante que las dimensiones de estos instrumentos sean normalizadas para poder comparar las medidas tomadas en diferentes lugares.

Consta de un embudo colector y un tubo medidor, debe cumplir con la condición de que el área del tubo medidor debe ser la décima parte del embudo colector.

- Pluviómetros registradores (pluviógrafo).- Los pluviómetros simples sólo registran la cantidad de lluvia caída; no nos dicen nada acerca de la intensidad que ella adquiere en el transcurso de la precipitación, lo cual se consigue con los pluviógrafos.

Básicamente el agua es recibida por un embudo y conducida a un depósito con doble compartimiento, oscilante alrededor de un pivote. El movimiento oscilante del depósito es transmitido a una aguja que va marcando su trazo en un papel enrollado.

- Pluviómetros totalizadores.- Se utilizan cuando hay necesidad de conocer la pluviometría mensual o estacional de una zona de difícil acceso, donde sólo se va unas pocas veces al año. Estos pluviómetros acumulan el agua llovida durante un periodo de tiempo más o menos largo.

Estos aparatos de medición deben instalarse en superficies planas rodeada con arbustos o árboles que sirvan de protección contra el viento, pero estos no deben estar tan cerca al pluviómetro que lo obstruyan.

Precipitación media

Para determinar la precipitación media anual de la cuenca se utilizó información pluviométrica de estaciones que se encuentran dentro de la cuenca de aporte y estaciones que se encuentran cerca para que se pueda trabajar en toda la superficie de la cuenca.

Para la elección de las estaciones a utilizar se tomó en cuenta la cantidad de años de registro, debido a que estaciones que cuentan con pocos años de registro no son lo suficientemente confiables.

Las estaciones con las que se trabajó fueron las siguientes:

Tabla 5 Estaciones pluviométricas para la precipitación media

Estación	Latitud	Longitud	Altura	Media (mm)
Huacata	S.: 21° 14' 19"	W.: 64° 50' 43"	2,858 m.s.n.m.	840.07
Leon Cancha	S.: 21° 10' 42"	W.: 64° 42' 55"	2,729 m.s.n.m.	527.61
Trancas	S.: 21° 18' 29"	W.: 64° 48' 57"	2,198 m.s.n.m.	783.99
Canasmoro	S.: 21° 32'	W.: 64° 45'	2,080 m.s.n.m.	582.41
Sella Quebradas	S.: 21° 23' 11"	W.: 64° 40' 52"	2,145 m.s.n.m.	599.96
Tarija Cancha	S.: 21° 24'	W.: 64° 46'	2,050 m.s.n.m.	612.11
San Lorenzo	S.: 21° 25'	W.: 64° 45'	1,900 m.s.n.m.	521.32
Tucumillas	S.: 21° 27' 40"	W.: 64° 49' 52"	2,557 m.s.n.m.	800.07
San Mateo	S.: 21° 28'	W.: 64° 45'	1,900 m.s.n.m.	751.40
Coimata	S.: 21° 29' 57"	W.: 64° 47' 20"	2,027 m.s.n.m.	721.84
Aeropuerto	S.: 21° 32' 48"	W.: 64° 42' 39"	1,849 m.s.n.m.	602.30

* Fuente: SENAMHI

Se realizó un análisis de la información disponible eliminando valores que se consideraron dudosos.

Se utilizó el método de las isoyetas para el cálculo de la precipitación media, ya que es un método confiable y de gran aplicación en nuestro medio.

Método de las isoyetas

Consiste en graficar la ubicación de las estaciones con sus correspondientes alturas de lluvia y unir con una línea las alturas de igual precipitación. (Ver Mapa N°2 Anexo 1).

Para calcular la precipitación media de la cuenca por este método se utiliza la siguiente ecuación:

$$P_m = \frac{\frac{P_0 + P_1}{2} \cdot a_1 + \dots + \frac{P_{n-1} + P_n}{2} \cdot a_n}{a_1 + \dots + a_n}$$

Donde:

P_m = Precipitación media anual en la cuenca (mm).

P_0, P_1, P_n = Alturas de precipitación (mm).

a_1, a_n = Áreas entre isoyetas (km²).

En el siguiente cuadro se muestra las alturas de precipitación y las correspondientes áreas entre isoyetas:

Tabla 6 Valores para las curvas isoyetas

Isoyetas	Precipitación media entre isoyetas (mm)	Area entre isoyetas (Km²)	
750 - 700	725	A1	9.48
700 - 650	675	A2	23.07
650 - 600	625	A3	45.90
600 - 550	575	A4	53.63
550 - 600	575	A5	103.35
600 - 650	625	A6	65.15
650 - 700	675	A7	64.49
700 - 750	725	A8	63.15
750 - 800	775	A9	50.16
800 - 850	825	A10	44.18
850 - 800	825	A11	61.71
800 - 750	775	A12	61.53
750 - 700	725	A13	44.27
700 - 650	675	A14	14.16
750 - 700	725	A15	15.56
700 - 650	675	A16	1.17

Aplicando la ecuación para el cálculo de la precipitación media anual, tenemos:

$$P_m = 692.23 \text{ mm.}$$

Precipitación máxima

Para un análisis completo de las alturas de lluvia máximas es necesario:

- Determinar la precipitación máxima en 24 hrs. de duración para diferentes periodos de retorno.

- Determinar la precipitación máxima correspondiente a las precipitaciones de duración inferior a las 24 hrs. que también se analizan para diferentes periodos de retorno.

Precipitaciones máximas en 24 horas

Para el análisis de la precipitación máxima se utilizaron estaciones que están dentro de la cuenca y las que se encuentran cerca. Las estaciones que se tomaron en cuenta son las que tienen la mayor cantidad de años de registro, por lo que se desecharon las que contaban con pocos años de registro.

Las estaciones que se tomaron en cuenta fueron las siguientes:

Tabla 7 Estaciones pluviométricas para la precipitación máxima

Estación	Latitud	Longitud	Altura (m.s.n.m.)	Nº datos
Coimata	S.: 21° 29' 40"	W.: 64° 47' 52"	2,000	32
Canasmoro	S.: 21° 32'	W.: 64° 45'	2,080	17
San Lorenzo	S.: 21° 25'	W.: 64° 45'	1,900	17
Sella Quebradas	S.: 21° 23' 11"	W.: 64° 40' 52"	2,145	23
León Cancha	S.: 21° 10' 42"	W.: 64° 42' 55"	2,729	31
Trancas	S.: 21° 18' 29"	W.: 64° 48' 57"	2,198	22

* Fuente: SENAMHI

En cada estación se eliminaron los años donde no hay datos en los meses que frecuentemente llueve.

La información utilizada fueron las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en cada estación pluviométrica.

Ley de distribución de probabilidades

En este estudio se utilizó la distribución probabilística Gumbell, debido a que esta distribución es muy usada para valores extremos y es la una de las que mejor se ajustan a estos valores.

Para este cometido se hizo la prueba de bondad de ajuste mediante Smirnov – Kolmogorov para determinar si los datos de lluvias máximas diarias de cada estación pluviométrica se ajustan a la distribución probabilística elegida.

Para que los datos se ajusten se debe cumplir:

$$\Delta_{crit} > \Delta_{max}$$

Realizada la prueba de bondad de ajuste, se tuvo los siguientes resultados:

Tabla 8 Análisis de los valores estadísticos

Estaciones	Nivel de Significación	Δ_{crit}	Δ_{max}	Observación
Coimata	0.05	0.234	0.19	Se ajusta
Canasmoro	0.05	0.228	0.12	Se ajusta
San Lorenzo	0.05	0.228	0.24	Se ajusta
Sella Quebradas	0.05	0.272	0.12	Se ajusta
León Cancha	0.05	0.237	0.13	Se ajusta
Trancas	0.05	0.278	0.16	Se ajusta

Los resultados demuestran que la ley Gumbell se ajusta adecuadamente a los valores de cada estación.

La ley de distribución de las precipitaciones de máxima intensidad está definida a partir de la ley Gumbell. Los valores máximos de precipitación están caracterizados por un parámetro K_D (característica) y por un valor E_D (moda).

Si la expresión de la ley Gumbell la igualamos a la probabilidad de no ocurrencia de un fenómeno en función del tiempo de retorno, realizando las simplificaciones y reemplazos necesarios se obtienen las siguientes expresiones:

$$1 - \frac{1}{T} = 1 - e^{-y}$$

De donde se obtiene la ecuación de Gumbell Modificado para lluvias máximas diarias:

$$h_{dT} = E_D \cdot (1 + K_D \cdot \text{Log}T)$$

Donde:

h_{dT} = Lluvia máxima diaria para un periodo de retorno (mm).

E_D = Moda (mm).

K_D = Característica de la distribución.

T = Periodo de retorno (años).

Los valores de parámetros de distribución para cada estación son los siguientes:

Tabla 9 Parámetros estadísticos para el análisis de lluvias máximas

Estación	Media (x)	Desviación (S)	Moda (E_D)	Característica (K_D)
Coimata	55.21	10.97	50.274	10.970
Canasmoro	43.59	22.04	33.672	1.175
San Lorenzo	29.24	10.02	24.731	0.727
Sella Quebradas	61.31	15.77	54.214	0.522
León Cancha	36.19	11.17	31.164	0.644
Trancas	66.60	20.68	57.294	0.648

Para calcular las alturas de lluvia máxima diaria referida a diferentes periodos de retorno debe obtenerse la moda y la característica ponderada, que está en función del peso de cada estación, es decir los años de registro que tienen.

La moda y la característica ponderada se determinan de la siguiente forma:

$$E_D = \frac{\sum E_{Di} \cdot n_i}{\sum n_i} \quad K_D = \frac{\sum K_{Di} \cdot n_i}{\sum n_i}$$

Donde: n_i = Número de años de registro en cada estación.

Entonces:

$$E_D = 42.782 \text{ mm.}$$

$$K_D = 0.642$$

La altura de lluvia máxima diaria para diferentes periodos de retorno se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla 10 Alturas de lluvias máximas diarias

Tiempo de retorno (años)	25	50	75	100
h_{dT} (mm)	81.15	89.41	94.24	97.67

Precipitaciones máximas para duraciones menores a las 24 horas

En virtud de que las lluvias en nuestro medio tienen duraciones inferiores a las 24 horas, es necesario conocer las alturas de lluvia para periodos de duración inferiores a las diarias, es decir, 0.5, 1, 2, 3, etc. horas.

Por lo tanto se utilizará la ley de regresión de valores modales, dentro de la cual se conoce un punto, el valor modal de la lluvia diaria:

$$E_t = E_D \cdot \left(\frac{t}{t_d} \right)^b$$

Donde:

E_t = Valor modal para un tiempo t en hrs.

E_D = Valor modal de la lluvia diaria.

t = Tiempo en hrs.

t_d = Tiempo correspondiente a la lluvia diaria.

b = Exponente que varía entre 0.2 – 0.3.

Esta ecuación está dada para valores de t mayores o iguales a 2 hrs.

El tiempo correspondiente a la lluvia diaria (t_d), para cuencas mayores a 20 km² tiene un valor igual a 12, ya que la duración de las lluvias en nuestro medio no sobrepasa ese valor.

En Bolivia se ha demostrado que para sus cuencas el valor del exponente $b = 0.2$ es bastante aceptable y proporciona valores más reales, además de ser el más desfavorable e ir por el lado de la seguridad.

Considerando estos valores tenemos la expresión:

$$E_t = E_D \cdot \left(\frac{t}{12}\right)^{0.2}$$

Por lo tanto reemplazando esta expresión en la ecuación de Gumbell, se tiene:

$$h_{TT} = E_D \cdot \left(\frac{t}{12}\right)^{0.2} \cdot (1 + K_D \cdot \text{Log}T)$$

Donde:

h_{TT} = Altura de lluvia máxima para duraciones inferiores a las diarias (mm).

La altura de lluvia máxima para duraciones inferiores a las 24 horas, para diferentes periodos de retorno y para diferentes duraciones de lluvia se representa en el siguiente cuadro:

Tabla 11 Alturas de lluvias máximas inferiores a las diarias

T (años)	Duración de la lluvia (hrs)						
	0.5	1	2	4	6	8	10
25	28.4	40.1	56.7	65.1	70.6	74.8	78.2
50	31.2	44.2	62.5	71.8	77.8	82.4	86.2
75	32.9	46.6	65.9	75.7	82.0	86.9	90.9
100	34.1	48.3	68.3	78.4	85.0	90.1	94.2

Curvas Intensidad – Duración y Frecuencia

La precipitación, como variable de estado hidrológica, se puede caracterizar a través de la intensidad, de su distribución en el espacio y tiempo, su frecuencia o probabilidad de ocurrencia.

Las curvas Intensidad – Duración y Frecuencia (I.D.F.) se desarrollaron a partir de la distribución Gumbell. La intensidad máxima viene dada por la siguiente expresión:

$$i = \frac{h_{tT}}{t}$$

Donde:

i = Intensidad máxima (mm/hr).

h_{tT} = Altura de lluvia máxima para duraciones inferiores a las diarias (mm).

t = Tiempo de duración de la lluvia (hrs)

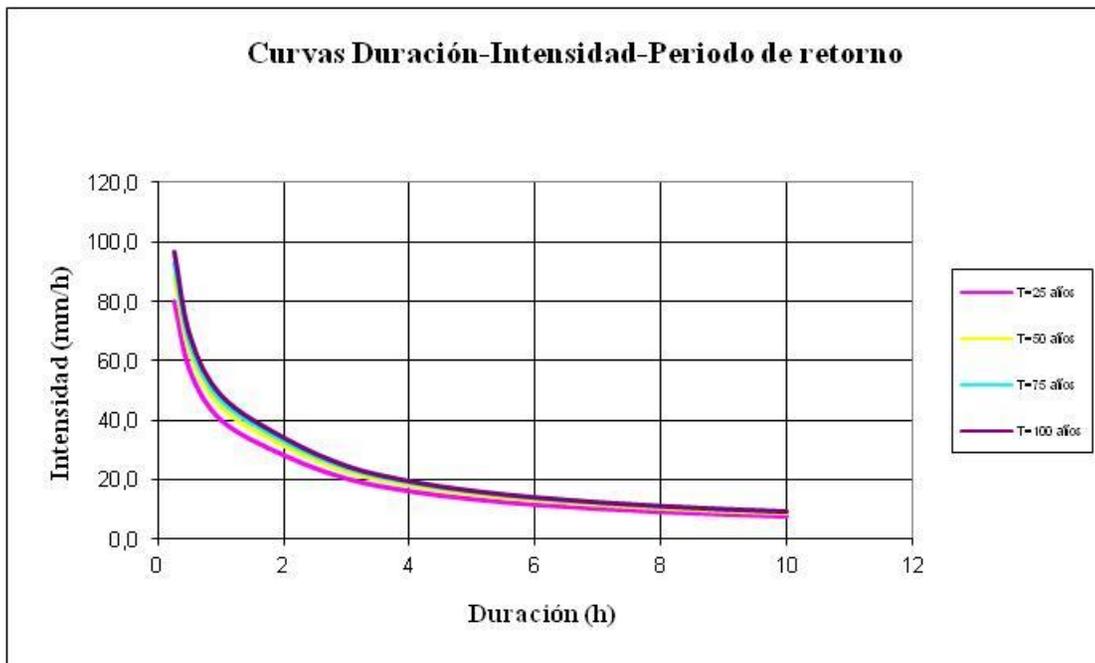
A continuación se muestran las intensidades máximas para diferentes periodos de retorno y diferentes duraciones de lluvia:

Tabla 12 Valores de las intensidades máximas para diferentes periodos de retorno

T (años)	Duración de la lluvia (hrs)						
	0.5	1	2	4	6	8	10
25	56.7	40.1	28.4	16.3	11.8	9.4	7.8
50	62.5	44.2	31.2	17.9	13.0	10.3	8.6
75	65.9	46.6	32.9	18.9	13.7	10.9	9.1
100	68.3	48.3	34.1	19.6	14.2	11.3	9.4

Con estos datos se grafica las curvas Intensidad – Duración y Frecuencia con sus respectivas frecuencias:

Gráfico 2 Curvas Duración - Intensidad - Periodo de retorno



5.2.2 Tiempo de Concentración

Se denomina tiempo de concentración de una cuenca al tiempo transcurrido desde que una gota de lluvia que cae en el punto más lejano de la cuenca hasta llegue hasta el punto de cierre. Este tiempo está en función de las características geográficas y topográficas de la cuenca.

Constituye uno de los parámetros más importantes en la relación precipitación – escorrentía. Hidrológicamente está establecido que para la obtención de un caudal máximo en una sección cualquiera de una corriente de agua, en un punto de cierre se produce para una tormenta de igual duración al tiempo de concentración.

Para la determinación del tiempo de concentración de la cuenca se utilizaron las siguientes características de la cuenca:

$$\text{Área} = 720.96 \text{ km}^2.$$

$$\text{Perímetro} = 140.6 \text{ km}.$$

$$\text{Longitud del río principal} = 36.25 \text{ km}.$$

$$\text{Desnivel del río principal} = 1297 \text{ m}.$$

$$\text{Pendiente media} = 0.036 \text{ m/m}.$$

Existen diferentes fórmulas para calcular el tiempo de concentración, las expresiones que se utilizaron fueron las siguientes:

- Fórmula de Kirpich:

$$tc = \left(0.871 \cdot \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

L = Longitud del río principal (Km).

H = Desnivel entre el punto más alto y el más bajo del río en la cuenca (m).

- Fórmula de Giandotti:

$$tc = \frac{4 \sqrt{A} + 1.5 L}{25 .3 \cdot j \cdot L}$$

Donde:

A = Area de la cuenca (Km²).

L = Longitud del río principal (Km).

j = Pendiente media del río.

- Fórmula de California:

$$tc = 0.3 \left(\frac{L}{\sqrt[4]{j}} \right)^{0.76}$$

Donde:

L = Longitud del río principal (Km).

j = Pendiente media del río.

- Fórmula de Ventura y Evas:

$$t_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{j}}$$

Donde:

A = Área de la cuenca (km²).

j = Pendiente media del río.

Los resultados de las fórmulas anteriores son los siguientes:

Tabla 23 Tiempos de concentración

Método	Tiempo de concentración (hrs)
Fórmula de Chereque	3.48
Formula de Giandotti	4.93
Fórmula de California	8.64
Fórmula de Ventura y Evas	7.09

Se adoptó como el tiempo de concentración de la cuenca el promedio de los distintos métodos: **tc = 6 hrs.**

5.2.3 Caudal Máximo

Una crecida es un evento superior al normal referida a la escorrentía directa, que va relacionado a un determinado tiempo de retorno (T) que se define como el tiempo que transcurre entre la ocurrencia de un evento igual o mayor que éste al menos una vez en promedio.

La existencia de un gran número de procedimientos de cálculo de caudales máximos, sin que ninguno de ellos haya sido adoptado únicamente, indica la magnitud y complejidad del fenómeno, además de las diferentes actitudes o posiciones, a menudo contradictorias, que los especialistas sostienen en el tema. Ello es consecuencia, por una parte, de la reducida e incompleta extensión de las series hidrometereológicas utilizables, en así como la falta de precisión, particularmente para valores extremos.

Existen métodos directos e indirectos para el cálculo de caudales máximos, cuando la estimación se realiza a partir de datos de aforos realizados de manera sistemática, se los denomina métodos directos, en cambio, cuando no se dispone de estos datos (aforos), es necesario recurrir a algunas relaciones que existen entre el caudal y algunos parámetros como por ejemplo, la lluvia, el área de la cuenca, características físicas de la cuenca, etc. para poder estimar el valor del caudal, estos métodos se llaman métodos indirectos.

Dentro de los métodos indirectos existen dos tipos de fórmulas:

- Fórmulas empíricas, que están basadas particularmente en la experiencia y en la práctica. Relacionan el caudal con las características físicas de la cuenca.
- Fórmulas semi-empíricas, son las que de alguna manera tienen una base conceptual o teórica y son producto de un razonamiento lógico que concluye en una relación matemática. Estas fórmulas relacionan la precipitación con el escurrimiento.

En el presente estudio en función de los datos obtenidos de lluvia, se utilizará el método directo para el cálculo del caudal máximo para diferentes periodos de retorno, particularmente se utilizarán las fórmulas semi-empíricas, ya que las fórmulas empíricas no siempre se asemejan a las características de las cuencas de nuestro medio.

Fórmula racional

Este método permite estimar los caudales máximos escurridos, utilizando las intensidades máximas de precipitación, la fórmula expresa que el caudal máximo de esorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de lluvia para un periodo de duración igual al tiempo de concentración y el área de la cuenca. Cuando haya transcurrido este tiempo toda la cuenca estará aportando a la formación del caudal de esorrentía, que tendrá su valor máximo. Su expresión es la siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3.6}$$

Donde:

Q = Caudal máximo (m³/seg)

C = Coeficiente de esorrentía.

i = Intensidad de lluvia, para un tiempo de duración igual al tiempo de concentración (mm/hr).

A = Área de la cuenca (km²).

La intensidad se obtiene de las curvas I.D.F., para una lluvia con un periodo de retorno igual al tiempo de concentración de la cuenca (6hrs).

El coeficiente de esorrentía se obtuvo del siguiente cuadro, donde se relaciona dicho coeficiente con el periodo de retorno, la pendiente y el tipo de terreno.

Tabla 14 Coeficientes de escorrentía

Características de la superficie	Período de retorno						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<i>Zonas verdes</i>							
<i>Condición pobre (pasto 50% área)</i>							
Plano 0 – 2 %	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio 2 – 7 %	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7 %	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condiciones promedio (50 –70 %)</i>							
Plano 0 – 2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 – 7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena (> 70 %)</i>							
Plano 0 – 2 %	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2 – 7 %	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7 %	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
<i>Área de cultivos</i>							
Plano 0 – 2 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2 – 7 %	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7 %	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<i>Pastizales</i>							
Plano 0 – 2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 – 7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Bosques</i>							
Plano 0 – 2 %	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2 – 7 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7 %	0.35	0.39	0.41	0.45	0.52	0.52	

Al tener la cuenca amplias superficies con cultivos y pastizales se optó adoptar valores promedio.

Los valores obtenidos se asemejan a otros estudios realizados a la Cuenca Alta del río Guadalquivir. Al formar la cuenca en estudio una gran parte de la Cuenca Alta del río Guadalquivir se consideran aceptables los coeficientes de escorrentía considerados.

Los resultados que se obtuvieron con el método Racional fueron los siguientes:

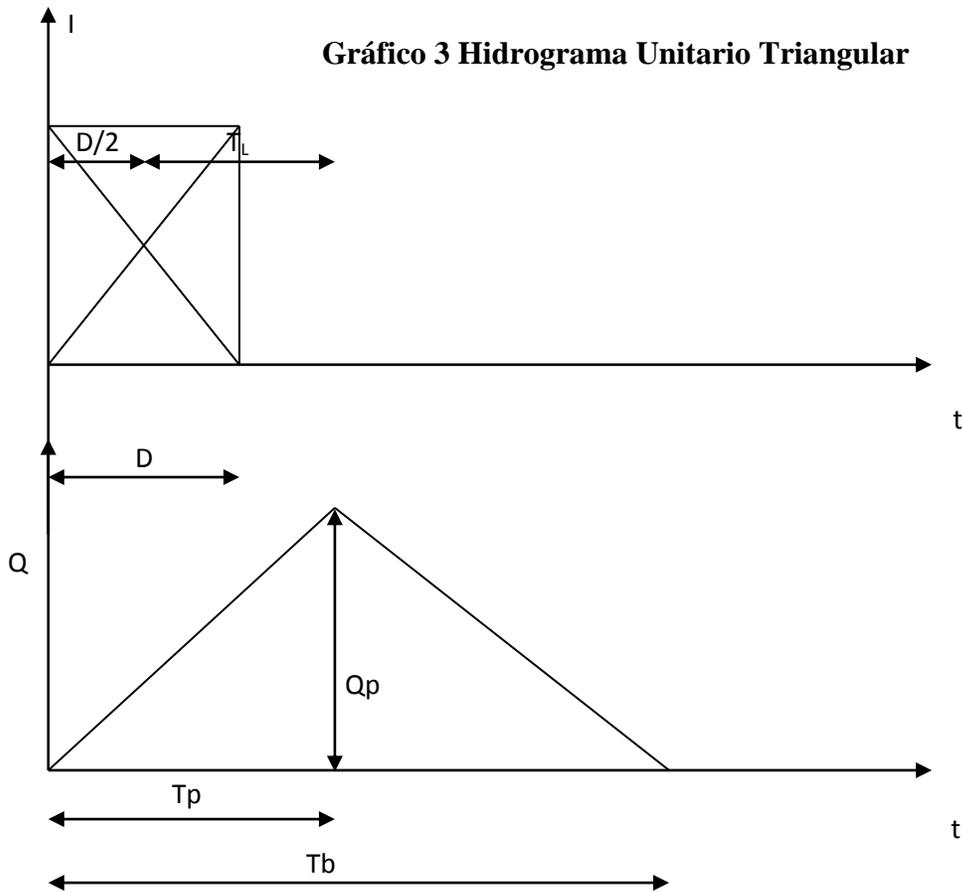
Tabla 3 Caudales máximos mediante la fórmula Racional

T (Años)	C	i (mm/hr)	Q (m ³ /seg)
25	0.43	11.55	994.624
50	0.465	12.78	1190.125
75	0.483	13.50	1305.839
100	0.50	14.01	1402.868

Método del hidrograma unitario triangular

Cualquier hidrograma unitario se puede asemejar a un triángulo, que generalmente resulta lo suficientemente preciso para fines prácticos, es así que se han planteado los llamados Hidrogramas Unitarios Triangulares.

El Ing. Victor Mockus del Soil Conservation Service desarrolló este hidrograma, el cuál se lo puede ver en la siguiente figura:



Para la determinación del caudal pico se utilizaron las siguientes expresiones:

- Tiempo de retardo:

$$T_L = 0.60 \cdot T_C$$

- Tiempo pico:

$$T_P = \frac{T_d}{2} + T_L$$

- Tiempo base:

$$T_b = 2.67 \cdot T_p$$

- Caudal pico para una altura de lluvia unitaria (1cm):

$$q_p = \frac{2.08 \cdot A}{T_p}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (hrs).

T_d = Duración de la lluvia (hrs). Se considera 1 hr.

A = Área de la cuenca (Km^2).

q_p = Caudal pico (m^3/seg).

Por lo tanto para determinar el caudal pico para diferentes alturas de lluvia neta se tiene la siguiente expresión:

$$Q_p = q_p \cdot h_n$$

Donde:

h_n = Altura de lluvia neta o efectiva (cm).

Estimación de la lluvia neta o efectiva (h_n)

La lluvia neta o efectiva es aquella que produce sólo escorrentía directa. Es un parámetro muy importante y determinante para la obtención del caudal pico por el método del hidrograma triangular.

El método a utilizar es el desarrollado por el U.S. Conservation Service, que se basa en asignar a la cuenca un número hidrológico que está en función del tipo de suelo y cubierta vegetal para luego hallar la lámina de escorrentía directa.

Para este propósito se han utilizado las siguientes ecuaciones:

$$S = \frac{1000 - 10 \cdot N}{N} \cdot 2.54$$

$$h_n = \frac{(h_{rT} - 0.2 \cdot S)^2}{h_{rT} + 0.8 \cdot S}$$

Donde:

h_n = Lluvia neta o efectiva (cm)

h_{rT} = Altura de lluvia máxima horaria correspondiente al tiempo de concentración de la cuenca (cm).

S = Diferencia potencial máxima entre h_{rT} y la lluvia neta (cm).

N = Número para un grupo hidrológico de suelo (de tablas, “Hidrología para estudiantes de ingeniería civil”, Wendor Chereque, Pág. 119-122). De acuerdo a las características de la cuenca se adoptó un valor de 73.

La lámina de escorrentía directa o lluvia neta para distintos periodos de retorno es:

Tabla 4 Altura de lluvia neta

T (Años)	N	h_{rT} (cm)	Lluvia neta (cm)
25	73	6.927	1.75
50	73	7.668	2.20
75	73	8.101	2.48
100	73	8.408	2.68
200	73	9.149	3.17

Los resultados que se obtuvieron con el método del Hidrograma Unitario Triangular fueron los siguientes:

Tabla 5 Caudales máximos mediante el Hidrograma Unitario Triangular

T (Años)	Lluvia neta (cm)	Caudal pico (m³/seg)
25	3.87	639.67
50	4.52	805.50
75	4.90	906.49
100	5.17	979.16

Fórmula de Passenti

Otra fórmula conceptual que se aplica bastante es la desarrollada por Passenti, que considera el área de la cuenca, la precipitación máxima y la longitud del curso principal.

La fórmula de Passenti se expresa con la siguiente relación:

$$Q = c \cdot h_{rT} \cdot \left(\frac{A}{L} \right)$$

Donde:

c = Coeficiente que varía entre 700-800 (Adoptado 750).

A = Área de la cuenca (Km^2).

L = Longitud del río principal (Km).

h_{dT} = Altura de lluvia máxima en 24 horas (m).

Los valores del cálculo de los caudales máximos que se obtuvieron utilizando la fórmula de Passenti son los siguientes:

Tabla 6 Caudales máximos mediante la fórmula de Passenti

T (Años)	h_{dT} (m)	Caudal Máx. (m^3/seg)
25	0.079575	1186.97
50	0.08808	1313.83
75	0.09306	1388.12
100	0.09659	1440.77

Caudal máximo adoptado

Tabla 7 Resumen de valores de máximas crecidas sección Rancho Sud (Q en m^3/seg)

Método	Periodo de Retorno (años)			
	25	50	75	100
Racional	994.624	1190.125	1305.839	1402.868
Hidrograma U. Triangular	639.670	805.500	906.490	979.160
Passenti	1186.970	1313.830	1388.120	1440.770
ADOPTADO	994.624	1190.125	1305.839	1402.868

5.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO

5.3.1 Generalidades

El flujo de un fluido en un canal se caracteriza por la exposición de una superficie libre a la presión atmosférica, por esta razón, el fluido respectivo siempre es un líquido, casi siempre es agua. El agua que fluye en un canal está afectada por todas las fuerzas que intervienen en el flujo dentro de un tubo, con la adición de las fuerzas de gravedad y la tensión superficial, que son la consecuencia directa de la superficie libre.

De acuerdo a su origen, un canal puede ser natural o artificial, dentro de los primeros incluyen todos los cursos de agua que existen en forma natural sobre la Tierra, tales como arroyos, quebradas, ríos, etc. Dentro de los canales artificiales se incluyen todos los construidos por el hombre, tales como canales de navegación, canales de riego, obras de excedencia, etc.

Si el canal se construye con una sección transversal y pendiente constante, se denomina canal prismático, de no cumplir con esta condición el canal es no prismático, como el caso de los canales naturales.

Las propiedades hidráulicas de los canales naturales son generalmente irregulares, en algunos casos se pueden hacer hipótesis empíricas razonablemente consistentes con las observaciones actuales y la experiencia que puede hacer de tal forma que las condiciones del flujo en estos canales sean adecuados al tratamiento analítico de la hidráulica teórica.

Un estudio comprensivo del procedimiento del flujo en canales naturales requiere el conocimiento de otros campos, tal como la hidrología, geomorfología y transporte de sedimento, etc., constituye un tema conocido como hidráulica fluvial.

Para realizar un análisis de diseño en canales abiertos es importante definir o clasificar el tipo de flujo que gobierna, sobre la base de que en todos los casos el flujo es unidimensional.

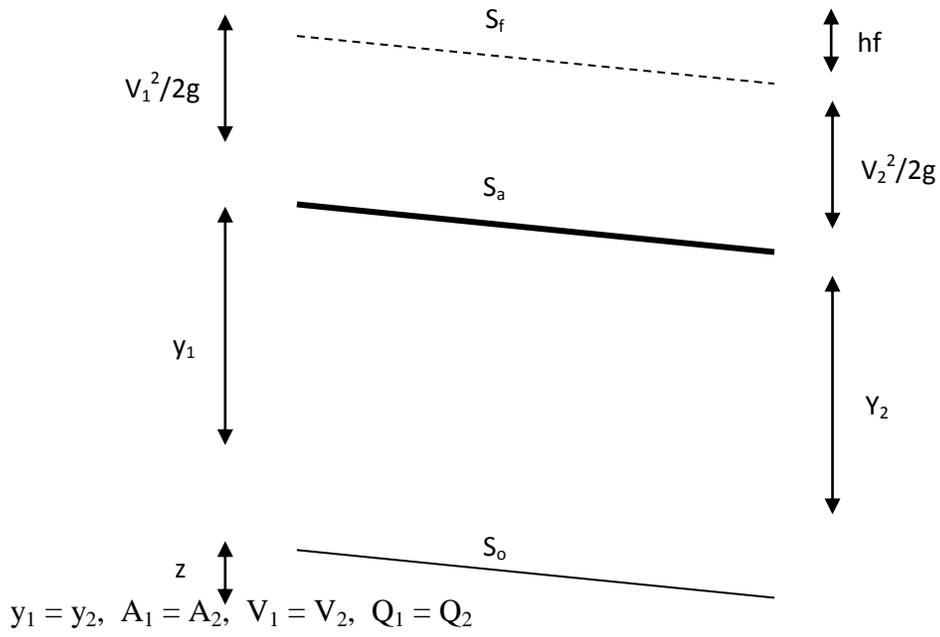
1.- Flujo permanente y no permanente.- Esta clasificación obedece a la utilización del tiempo como un criterio.

- El flujo es permanente si el tirante permanece constante en un lapso especificado. El caso más común de flujo permanente es aquel de un canal en que el gasto es constante en cualquier sección transversal del mismo; otros casos de flujo permanente ocurren cuando existen aportes o salidas de aguas (que no varían con el tiempo) a lo largo de todo el canal.
- El flujo es no permanente cuando ocurre lo contrario, es decir, el tirante no permanece constante en un lapso especificado de tiempo. El caso más común de flujo no permanente se presenta en los canales donde transita una onda de traslación o una avenida.

2.- Flujo uniforme y variado.- Esta clasificación obedece a la utilización del espacio como un criterio.

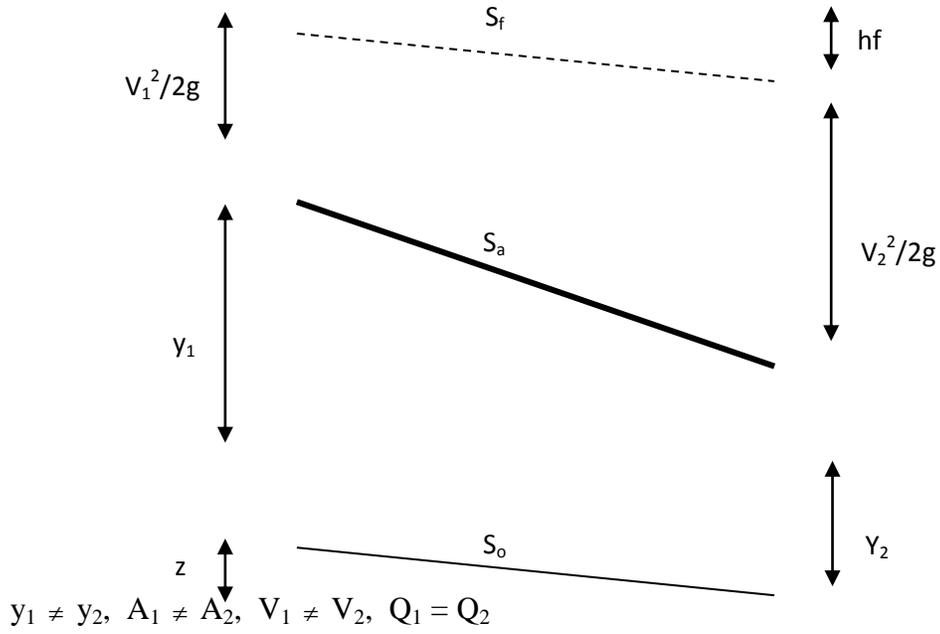
- El flujo uniforme se presenta cuando la velocidad media permanece constante en cualquier sección del canal, esto implica que la sección transversal y el tirante permanecen también constante, como consecuencia de la definición, en un flujo uniforme la pendiente (S_f) de la línea de energía de fricción, la pendiente (S_a) de la superficie libre del agua y la pendiente geométrica (S_o) del canal son iguales, el tirante correspondiente al flujo uniforme se conoce como tirante normal, las características de un flujo uniforme se pueden satisfacer únicamente si el canal es prismático, esto quiere decir que el flujo uniforme sólo ocurre en canales artificiales.
- El flujo es variado si la velocidad media cambia a lo largo del canal y, por lo mismo, posee características opuestas a las del flujo uniforme. Los cambios de velocidad se pueden producir por una variación en la sección del canal, por un cambio de pendiente o por una estructura hidráulica.

Gráfico 4 Flujo Uniforme



$S_f = S_a = S_o$

Gráfico 5 Flujo Variado Permanente



$S_f \neq S_a \neq S_o$

Debido a estos efectos el flujo uniforme es un estado ideal que difícilmente se logra, sin embargo, en la mayoría de los casos (sobre todo en canales rectos y largos de sección transversal y pendiente constante), se alcanza un flujo casi uniforme, de tal forma que la suposición es razonable espacialmente porque simplifica el análisis.

El flujo variado si puede ser permanente y no permanente, el flujo variado se puede a su vez clasificar en gradual, rápida y espacialmente variado. El flujo gradualmente variado es aquel en que el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal. El flujo rápidamente variado acontece lo contrario, como el caso de un salto hidráulico. El flujo espacialmente variado cambia además las características hidráulicas a lo largo del canal o de un tramo del mismo.

El comportamiento del flujo de un canal está gobernado por los efectos de la fuerza viscosa y de la gravedad con relación a las fuerzas de inercia internas de flujo.

De acuerdo a las líneas de flujo, los mismos se pueden clasificar en:

- Flujo laminar.- Cuando las líneas de flujo son horizontales. Se considera este tipo de flujo en los ríos más teórico que real.
- Flujo turbulento.- Consiste en una serie de erráticos remolinos verticales y horizontales que se desplazan río abajo. Las turbulencias varían en relación directa con la velocidad de la corriente.

El número de Reynolds clasifica el tipo de flujo para propósitos prácticos para el caso de un canal de acuerdo a la velocidad media, viscosidad cinemática del agua y el radio hidráulico de la sección de un canal. Está definido de la siguiente manera:

$$Re = \frac{V_{med} \cdot R_h}{\gamma}$$

Donde:

Re = Número de Reynolds.

V_{med} = Velocidad media (m/seg).

R_h = Radio hidráulico en la sección (m).

γ = Viscosidad cinemática del agua (m^2/seg).

De acuerdo al número de Reynolds el flujo se clasifica de la siguiente forma:

Flujo laminar para $Re < 500$ a 600

Flujo en transición para $500 < Re < 2000$

Flujo turbulento para $Re > 2000$

En la mayoría de los canales el flujo laminar ocurre muy raramente debido a las dimensiones relativamente grandes de los mismos y a la baja viscosidad cinemática del agua.

En el caso de canales naturales, la rugosidad de la frontera es normalmente tan grande que ni siquiera ocurre el flujo de transición.

Otra clasificación dependiendo de la magnitud de la proporción de la fuerza de gravedad e inercia, considera un flujo subcrítico, crítico o supercrítico. El parámetro sobre el cuál se basa esta clasificación es el número de Froude:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot L}}$$

Donde:

V = Velocidad media del flujo (m/seg).

g = Aceleración de la gravedad (m/seg).

L = Longitud característica,

Si:

$Fr < 1$ Régimen subcrítico.

$Fr = 1$ Régimen crítico.

$Fr > 1$ Régimen supercrítico.

5.3.2 Emplazamiento de los Gaviones

El emplazamiento de los gaviones será en el margen derecho del río Guadalquivir a la altura de la comunidad Rancho Sud, específicamente al lado de un camino de tierra que se une con la carretera principal Tomatitas – San Lorenzo de aproximadamente 200 m. Cerca del lugar mencionado se encuentra una planta de áridos perteneciente a la empresa Erika.

Se realizó el levantamiento topográfico correspondiente, obteniendo un perfil longitudinal del río de 653.57 m., donde los gaviones estarán emplazados entre las progresivas: 0 + 150 y 0 + 560. El camino de tierra se encuentra al lado de la última progresiva con el objeto de protegerlo cuando lleguen las riadas.

Los gaviones estarán emplazados en forma recta y paralela al eje longitudinal del río, teniendo de esta forma que realizar cortes en algunas partes del terreno para su correcto emplazamiento debido a la irregularidad del margen del río, por lo que los gaviones tendrán en algunos tramos el empuje del terreno mientras que en otros sólo sostendrán el empuje del río. (Ver Planos en Anexo 4)

Al estar la estructura de protección en algunos tramos sujeta sólo al empuje del río, dicha estructura no tendrá ninguna inclinación vertical ($\beta = 0$), puesto que cuando la estructura soporta el peso del terreno en toda su longitud es aconsejable darle un ángulo de inclinación vertical hacia el muro de contención, no siendo este el caso.

En el tramo donde se emplazan los gaviones y están sujetos al empuje del terreno, existe una amplia vegetación, consistente en; además de pasto, en una gran cantidad de árboles, por lo que es necesario considerar su peso e influencia en el empuje del terreno, aspecto que se verá en el diseño de la estructura de contención.

5.3.3 Hipótesis y Parámetros de Cálculo Hidráulico

Para la determinación de las características que definen el comportamiento hidráulico de una sección, consideramos la hipótesis de un flujo uniforme, situación que en canales

naturales raramente satisfacen el concepto de flujo uniforme, a pesar de esto la condición de flujo uniforme es asumida en el cálculo del flujo en cauces naturales, los resultados obtenidos de esta hipótesis se comprenden que son aproximados y generales, pero ellos dan una solución relativamente simple y satisfactoria para muchos problemas prácticos.

Con relación al tipo de sección se asumirá como un canal abierto de solera constante, también de pendiente constante.

Se adoptó el caudal máximo para un periodo de retorno de 25 años, calculado en el capítulo anterior. Se eligió ese periodo debido a que la vida útil de los gaviones es aproximadamente entre 15 a 20 años, pero para una mayor seguridad se adoptó el periodo mencionado.

La pendiente se obtuvo del perfil longitudinal del río, la cuál es 0.00768 m/m en esa sección del río Guadalquivir.

La rugosidad adoptada es 0.035 que corresponde al lecho del río.

5.3.4 Determinación de los tirantes máximos

Para la determinación de los tirantes máximos se utilizó el caudal máximo y las características geométricas mencionadas en los parámetros de cálculo hidráulico, además de las características geométricas de diferentes secciones transversales del río.

Al ser la sección del río más o menos constante a lo largo de su longitud, se realizó el cálculo de los tirantes en las tres progresivas más críticas del eje longitudinal obtenido de la topografía del río.

Estas progresivas son:

- 0 + 340
- 0 + 350
- 0 + 540

Para el cálculo del tirante máximo se utilizó la ecuación de Robert Manning, la cuál es utilizada cuando el flujo es uniforme y permanente.

$$Q = A \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{1}{n}$$

Donde:

A = Área de la sección transversal del río (m²).

S = Pendiente longitudinal del río (m/m).

R = Radio hidráulico (m).

n = Rugosidad del lecho del río (adimensional).

Para un análisis más sencillo se tomó la sección transversal en cada progresiva de forma rectangular, debido a que las secciones no presentan cambios considerables en su topografía y se asemeja a la forma adoptada. Entonces:

$$A = b \cdot y \qquad R = \frac{A}{P} = \frac{b \cdot y}{2 \cdot h + y}$$

Donde:

P = Perímetro mojado (m)

b = Base del río (m).

y = Altura del tirante de agua máximo (m).

Los resultados obtenidos al aplicar la ecuación de Manning son los siguientes:

Tabla 8 Valores de tirantes máximos

Progr.	Cota m.s.n.m	Caudal Máximo (m³/seg)	Rugosidad	Pendiente	Base (m)	Tirante máx. (m)
0 + 340	1847.05	994.624	0.035	0.00768	128.76	1.99
0 + 350	1846.94	994.624	0.035	0.00768	129.82	1.98
0 + 540	1845.28	994.624	0.035	0.00768	122.90	2.05

Con el fin de garantizar una mayor seguridad, los cálculos posteriores se los realizará con el mayor tirante que corresponde a la progresiva 0 + 540 y es 2.05 m.

La velocidad para ese tirante de agua es:

$$V = 3.95 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El número de Froude viene dado por la siguiente expresión:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}$$

Donde:

V = Velocidad media del flujo (m/seg).

g = Aceleración de la gravedad (m/seg²).

y = Altura del tirante de agua (m).

$$Fr = 0.88$$

Por lo tanto el régimen del flujo en esa sección es subcrítico.

5.3.5 Estimación de la Socavación

La socavación es el resultado de la erosión causada por el agua, excavando y transportando material del lecho y de los bancos de los cauces, por acción de fuerzas hidrodinámicas dentro del régimen turbulento, actuantes al momento de una creciente.

La socavación ocurre con diferentes intensidades dependiendo del tipo de material presente. Materiales granulares sueltos son rápidamente erosionados por el flujo, mientras que los suelos cohesivos presentan mayor resistencia, sin embargo, la socavación “máxima” en los suelos cohesivos puede ser tan profunda como en los cauces de lechos erosivos.

La socavación es un problema de transporte de sedimentos. La continuidad de sedimentos y el volumen de control se pueden simplificar de la siguiente manera:

$$\begin{array}{ccccccc} \text{Cambio en la cantidad} & & = & & \text{sedimentos} & & - & & \text{sedimentos} \\ & & & & & & & & \\ \text{de sedimentos} & & & & \text{depositados} & & & & \text{transportados} \end{array}$$

La socavación ocurre cuando la cantidad de material de lecho que puede ser transportado por el flujo, Q_s (caudal sólido), en la zona por ejemplo de un puente, alrededor de pilas y bastiones (estribos), es más grande que la cantidad de material que está siendo transportado aguas arriba (abastecimiento de sedimentos).

Los componentes de la socavación son:

- Aumento a largo plazo de la cantidad de material (acumulación), o disminución del material en el lecho.
- Socavación por contracción de flujo.
- Socavación local.

La socavación total es considerada normalmente como la suma de las tres componentes. Tomando esto en cuenta, el error no es grande, a no ser que los orificios causados por la socavación local se traslapen.

La socavación se presenta en el fondo del cauce en las proximidades de las obras de protección, dando lugar al desgaste y posterior falla de las estructuras construidas sobre o en las márgenes de corrientes de agua.

Fórmula de Lacey

En este método la altura de socavación está en función del tipo de suelo (Ver Anexo 5), el caudal de crecida y las características geométricas del río en el lugar determinado. Viene dado por la siguiente ecuación:

$$d_{sa} = K_{sa} \cdot 1.35 \cdot \left(\frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}} - y_{\max}$$

Donde:

K_{sa} = Factor de ajuste de la socavación en función del tramo donde se emplaza la obra (de tabla).

q = Caudal máximo unitario, $q = \frac{Q_{\max}}{L}$, siendo L el ancho del río. ($m^3/\text{seg}/m$).

f = Factor de Lacey (de tabla).

y_{\max} = Tirante máximo (m).

En el siguiente cuadro se muestra valores del factor de Lacey para diferentes tipos de suelo:

Tabla 9 Valores de tirantes máximos

Tipo de suelo	Factor de Lacey
Grandes pedrones y cantos rodados	20.00
Piedras y cantos rodados	15.00
Piedra y grava	12.50
Piedra, cantos rodados y grava	10.00
Grava y gravilla	9.00
Gravilla	4.75
Gravilla y arena	2.75
Arena gruesa	2.00
Arena media	1.75
Limo medio	1.00
Limo fino	0.85
Limo muy fino	0.60

* Fuente: Diseño de Presas Pequeñas (United Status Department of the Interior Bureau of Reclamation)

El factor de Lacey adoptado es el corresponde al limo fino, ya que el caso más desfavorable ocurre cuando el gavión se encuentra emplazado en ese tipo de suelo.

$$f = 0.85$$

Para determinar el factor K_{sa} se sugiere la siguiente tabla:

Tabla 102 Valores del factor Ksa

Tipo de tramo	K _{sa}
Recto	1.25
Tramos rectos y curvas moderadas	1.50
Con curvas bruscas	1.75
Curvas en ángulo recto	2.00

* Fuente: Diseño de Presas Pequeñas (United Status Department of the Interior Bureau of Reclamation)

Al ser el terreno donde están emplazados los gaviones, recto, se puede adoptar:

$$K_{sa} = 1.25$$

Siendo:

$$Q_{\max} = 994.624 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 122.9 \text{ m.}$$

$$y_{\max} = 2.05 \text{ m.}$$

Entonces:

$$d_{sa} = 5.13 \text{ m.}$$

Método Federal Highway Administration

Este método propone que la socavación es una función directa del número de Froude, el tirante y el ancho del muro de protección, y tiene la siguiente expresión:

$$\frac{Y_s}{y_1} = 2.20 \cdot \left(\frac{b}{y_1} \right)^{0.65} \cdot Fr^{0.43}$$

Donde:

Y_s = Profundidad de socavación (m).

y_1 = Tirante máximo de agua (m).

b = Ancho del muro de protección (m).

Fr = Número de Froude

A continuación se muestran los resultados para las dos alternativas probables:

Tabla 11 Alturas de socavación por el método Federal Highway Administración

Alternativa	Tirante (m)	Ancho del gavión (m)	Número de Froude	Socavación (m)
1 Gavión 1x2x3	2.05	3	0.88	5.47
2 Gavión 1x2x2	2.05	2	0.88	4.20

Método de Shen

Este método considera la profundidad de socavación como función directa del número de Froude y del ancho del muro de protección, y tiene la siguiente expresión:

$$\frac{e}{b} = 3.4 \cdot Fr^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{H}{b}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

e = Profundidad de socavación (m).

b = Ancho del muro de protección (m).

Fr = Número de Froude.

H = Tirante máximo de agua (m).

Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 124 Alturas de socavación por el método de Shen

Alternativa	Tirante (m)	Ancho del gavión (m)	Número de Froude	Socavación (m)
1 Gavión 1x2x3	2.05	3	0.88	8.25
2 Gavión 1x2x2	2.05	2	0.88	6.30

Analizando los valores de socavación que se obtuvieron, se adoptó como la altura de socavación un promedio de los métodos utilizados (para el gavión 1x2x2). Este valor es de 5.21 m. Por lo tanto, considerando una mayor seguridad, la longitud adoptada del colchón reno es 6 m.

Los valores de socavación para el gavión 1x2x3 son muy grandes, por lo que se adopta la misma altura de socavación del gavión 1x2x2, por lo cual la longitud del colchón reno es también la misma.

5.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.4.1 Generalidades

Como condición de estabilidad de un curso de agua se entiende el equilibrio entre la acción del flujo sobre el cauce del río y la resistencia al movimiento (erosión) de los materiales (sedimentos) que lo constituyen.

Este equilibrio es alcanzado por la interacción entre el flujo de agua y los sedimentos provenientes de la cuenca hidrográfica contribuyente, considerando la evolución de las secciones, trazado y pendientes del curso de agua.

Este equilibrio puede ser alterado naturalmente en función de la ocurrencia de grandes crecidas, o en función de la evolución continua del trazado (lo cual provoca rectificaciones naturales en el mismo). De una forma más común, la alteración en el equilibrio puede ocurrir a través de:

- Intervención directa, con obras en el propio curso de agua, como ser: rectificaciones, diques, etc.;
- Intervención indirecta, por acciones en la cuenca hidrográfica que causen alteración en el uso del suelo, como: urbanización, cambios de cultura, deforestación, etc.

La necesidad de la utilización de la protección para la estabilización de los cursos de agua naturales puede ser necesaria para fijar el trazado del río, limitar las erosiones, proteger estructuras ribereñas (como: carreteras, ferrovías, instalaciones industriales, etc.), o para la estabilidad de canales artificiales, utilizados en obras de drenaje urbano, vías de navegación, obras para el control de crecidas, irrigación, abastecimiento, toma para hidroeléctricas, etc.

La protección de los cursos de agua y en especial de las márgenes puede ser hecha con los más variados materiales y técnicas de revestimiento, que son definidos en función de las características del suelo, de la acción de las corrientes y olas y de los objetivos a ser alcanzados.

La solución para los cursos de agua canalizados consiste en definir un tipo de protección que más se adapte a las condiciones locales, no solamente en cuanto a la resistencia a la acción del flujo, sino también en cuanto a la resistencia a las deformaciones del suelo de base, atendiendo a las condicionantes ambientales, rugosidad resultante, facilidad de ejecución, además del costo final de la obra.

Las obras de protección para los cursos de agua naturales o artificiales pueden ser de tres tipos:

- Protección continua o directa, revestimiento con materiales más resistentes que los naturales.
- Protección discontinua o indirecta, a través de espigones que alejan el flujo de la margen, generando entre si áreas de baja velocidad. A pesar de no haber sido eliminada la acción de las olas sobre las márgenes, el material erosionado e inestabilizado por las olas permanece en el lugar, debido a las velocidades menores.
- Obras de sustentación, son verdaderas estructuras de contención, prácticamente verticales, que tienen la función de soportar los esfuerzos de los terrenos ribereños y resistir la acción del flujo y de las olas.

La protección continua corresponde al revestimiento de la margen y del fondo. Es la técnica más usual en los canales artificiales pudiendo tanto ser utilizada para controlar la acción del flujo, como también la acción de las olas.

Entre los revestimientos continuos existen varias alternativas para la protección de las márgenes y del fondo de los canales.

Podemos utilizar revestimientos como piedra lanzada, piedra colocada, bloques premoldeados o placas de concreto, bolsas de geotextiles llenadas con arena o mortero, gaviones tipo caja, gaviones tipo saco, colchones reno, etc.

Es difícil definir cuáles son las soluciones más adecuadas, siendo que en cada caso es necesario conocer las exigencias de permeabilidad o impermeabilidad, robustez,

flexibilidad, rugosidad, durabilidad y economía y, entre ellas, adoptar aquella que proporcione mayor beneficio y seguridad.

Los revestimientos flexibles poseen un gran número de ventajas que los vuelven más viables, en la mayoría de los casos, en relación a los rígidos y semi-rígidos.

Entre los revestimientos flexibles, los gaviones y los colchones reno son muy destacados.

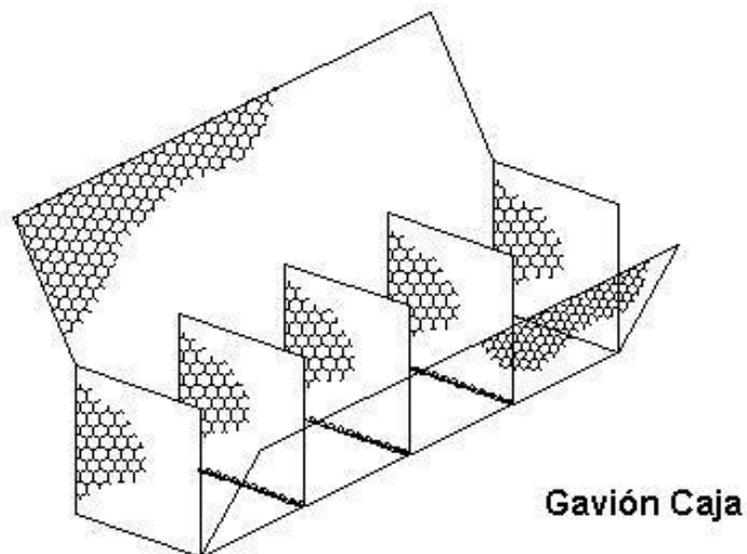
5.4.2 Revestimientos con Gaviones

Gavión caja

Características:

El gavión caja es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, cuyas tres dimensiones son de la misma magnitud. Un único elemento, producido con malla hexagonal de doble torsión, forma la base, la tapa y las paredes laterales. Al elemento de base son unidas, durante la fabricación, las dos paredes de extremidad y los diafragmas. Debidamente desdoblado en obra y ensamblado, asume la forma de un paralelepípedo.

Figura 17 Gavión Caja



Su interior es llenado con piedras bien distribuidas y con dimensiones variadas, con diámetro nunca inferior a la dimensión de la malla hexagonal.

La red es producida con alambres de acero de bajo contenido de carbono, revestido con una aleación de zinc (95%) y aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan), que confiere protección contra la corrosión de por lo menos cinco veces a la ofrecida por el zinc pesado tradicional.

Son estructuras flexibles y drenantes adecuadas para la construcción de protecciones discontinuas con espigones y obras de sostenimiento del tipo muro de contención.

Dimensiones:

Las dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas.

El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1m a 6 m, con la excepción del gavión de 1.5 m, mientras que el ancho es siempre de 1 m.

La altura puede ser de 0.50 o 1.00 m.

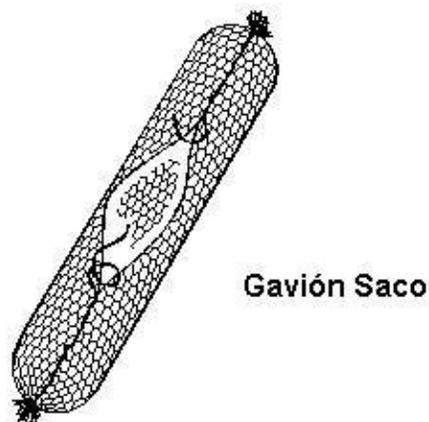
A pedido pueden ser fabricados gaviones caja de medidas diferentes de las estandarizadas.

Gavión saco

Características:

Los gaviones saco son estructuras metálicas, con forma de cilindros, constituidos por un único paño de malla hexagonal de doble torsión que, en sus bordes libres, presenta un alambre especial que pasa alternadamente por las mallas para permitir el montaje de la pieza en el obrador.

Figura 18 Gavión Saco



Es un tipo de gavión extremadamente versátil debido a su formato cilíndrico y método constructivo, siendo que las operaciones de montaje y llenado son realizadas en el obrador para posterior colocación, con el auxilio de equipamientos mecánicos.

Es empleado, generalmente, en lugares de difícil acceso, en presencia de agua o en suelos de baja capacidad soporte, debido a su extrema facilidad de colocación.

Estas características hacen del gavión saco una herramienta fundamental en obras de emergencia. Después de haber sido montado y haber sido colocados los tirantes, es llenado con rapidez, en seco, cerca del lugar de utilización, por la extremidad (tipo saco) o por la lateral (tipo bolsa), cerrado y lanzado al agua con el auxilio de una grúa.

El llenado con piedras no tiene la misma importancia que en los gaviones caja y colchones Reno, debido a las características propias de las obras en que son empleados. La dimensión menor de las piedras nunca debe ser menor que la abertura de la malla. Los amarres entre los gaviones saco no son necesarios.

La red, en malla hexagonal de doble torsión, es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestido con una aleación de zinc (95%),

aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan), que confiere protección contra la corrosión.

La red es producida con alambre plastificado, por estar siempre los gaviones sacos en contacto con el agua y estar colocados en posiciones de difícil mantenimiento.

Dimensiones:

Las dimensiones de los gaviones saco son estandarizadas, siendo que el largo varía entre 2.0 m, 3.0 m, 4.0 m y 5.0 m, y el diámetro es de 0.65 m.

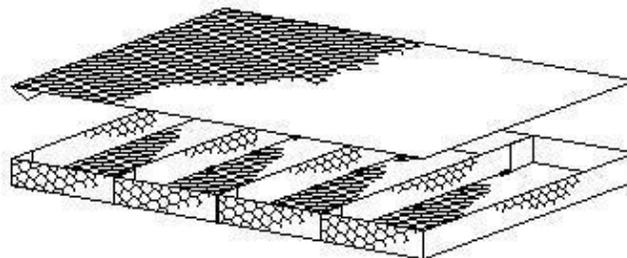
A pedido pueden ser fabricados gaviones saco de medidas diferentes de las estandarizadas.

Colchón reno

Características:

El colchón reno es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, de gran área y pequeño espesor. Es formado por dos elementos separados, la base y la tapa, ambos producidos con malla hexagonal de doble torsión.

Figura 19 Colchón Reno



Colchón Reno

El paño que forma la base es doblado, durante la producción, para formar los diafragmas, uno cada metro, los cuales dividen el colchón en celdas de aproximadamente dos metros cuadrados. En obra es desdoblado y ensamblado para que asuma la forma de paralelepípedo. Su interior es llenado con piedras de diámetros adecuados en función de la dimensión de la malla hexagonal.

La red es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestido con una aleación de zinc (95%), aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan), que confiere una protección contra la corrosión de por lo menos cinco veces la ofrecida por el zinc pesado tradicional.

Para conferir la adecuada resistencia y flexibilidad, las dimensiones de los huecos de la malla son de aproximadamente 6 x 8 cm., el diámetro de los alambres metálicos de la red es de 2.2 mm. (Alambre con revestimiento Galfan) y 2.0 mm. (Alambre con revestimiento Galfan y plastificado), siendo que el diámetro de los alambres de los bordes es de 2.7 mm. y 2.4 mm respectivamente.

Cuando están en contacto con el agua, los alambres deben ser revestidos con material plástico, lo cual confiere una protección efectiva contra la corrosión. Es importante recordar que, aun cuando en fase de diseño los análisis del agua indiquen que esta no es agresiva, es casi imposible hacer previsiones sobre cómo será después de algunos años.

Son estructuras flexibles adecuadas para el revestimiento de márgenes y del fondo de los cursos de agua.

Cuando es necesario, los colchones reno pueden ser montados y llenados en el obrador para su posterior colocación, con el auxilio de equipamientos mecánicos.

Dimensiones

Las dimensiones de los colchones reno son estandarizadas. El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 4 m a 6 m, mientras que el ancho es siempre de 2 m. El espesor puede variar entre 0.17 m, 0.23 m y 0.30 m. A pedido pueden ser fabricados colchones reno de medidas diferentes de aquellas estandarizadas.

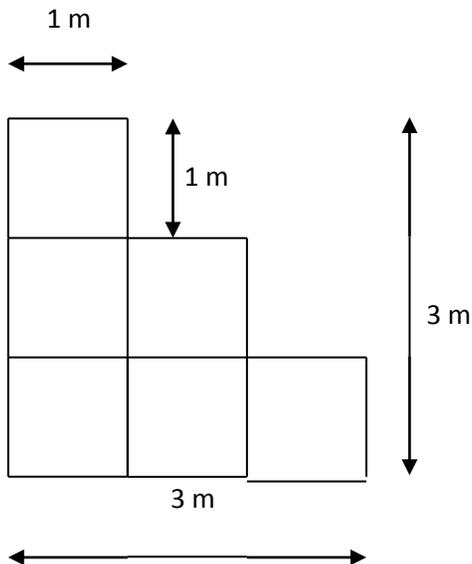
5.4.3 Diseño Estructural del Gavión Caja

Dimensiones del gavión a utilizar

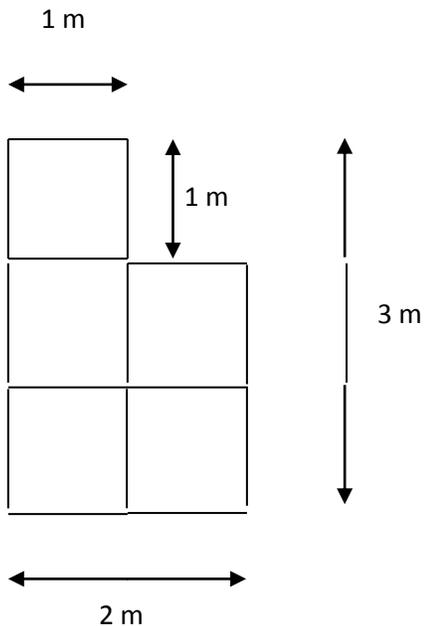
Al ser el tirante máximo calculado 2.05 m., se adoptará una altura de gavión de 3.00 m. considerando la fundación mínima que debe ser 30 cm. y el oleaje o turbulencias que puede alcanzar hasta 50 cm.

Se considerarán dos alternativas de gaviones tipo caja:

- Alternativa 1: Gavión de (3 x 2 x 1) m.



- Alternativa 2: Gavión (2 x 2 x 1) m.



Las gradas estarán de frente al flujo mientras que la vertical del gavión sostendrá el empuje del suelo, es decir que serán gradas externas con relación al suelo contenido.

Desde el punto de vista estático los muros con gradas externas ofrecen una mayor seguridad y estabilidad.

Análisis de estabilidad

Los muros de gaviones son estructuras de gravedad y como tal pueden ser dimensionadas.

Existen diversas teorías para el cálculo de la estabilidad de la estructura, siendo la teoría de Coulomb muy utilizada para casos simples, pues abarca una variedad razonable de situaciones encontradas en la práctica.

Para la determinación de la estabilidad de la obra de contención es necesario conocer los siguientes parámetros:

Características del muro:

- Altura del muro en m. (h).
- Base del muro, en m. (B).
- Área de la sección del muro, largo unitario, en m^2/m . (A).
- Punto alrededor del cuál tiende a girar, (G).
- Altura sobre la cuál se realiza el empuje del terreno, en m. (H).
- Peso específico de la estructura gavionada, en kg/m^3 . (γ_g).

Características del terreno:

- Ángulo de rozamiento interno del terreno, en grados. (ϕ).
- Ángulo de inclinación del relleno de aproximación, en grados. (i).
- Inclinación del muro, en grados. (β).
- Ángulo del paramento interno con respecto a la horizontal, en grados. (α).
- Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro, en grados. (δ).
- Peso específico del terreno, en kg/m^3 . (γ_s).
- Capacidad de carga admisible del terreno, en kg/cm^2 . (σ_{adm}).

Las características del suelo contenido deben ser analizadas cuidadosamente, ya que de ellas dependen los resultados del análisis. Es importante realizar pruebas del suelo en laboratorio, para poder evaluar los parámetros necesarios, como ser el ángulo de fricción interna, la cohesión, el peso específico y la capacidad admisible del suelo.

El ángulo de fricción interna, el peso específico del suelo contenido y la capacidad admisible del terreno de fundación se determinaron mediante tablas una vez conocida la clasificación del suelo, realizada la granulometría correspondiente en laboratorio.

El suelo correspondiente al relleno de aproximación es un suelo limo arcilloso, mientras que el suelo correspondiente al terreno de fundación es un suelo aluvial.

En el siguiente cuadro se muestra valores típicos del peso específico y ángulos de fricción de diferentes tipos de suelo:

Tabla 13 Pesos unitarios y ángulos de fricción interna

Tipo de suelo	Peso Específico (kg/m³)	Ángulo de fricción interna φ (grados)
Arena angular, suelta	1.7	32 - 36
Arena angular, compacta	2	35 - 45
Limo arcilloso	1.6 – 1.8	28 - 32
Arena limosa, suelta	1.8	25 - 35
Arena limosa, compacta	1.9	30 - 36
Limo	1.7 – 1.9	25 - 35

* Fuente: Manual Técnico, Obras de Contención (Maccaferri)

En este cuadro se muestran valores de carga máxima admisible para diferentes tipos de suelo:

Tabla 14 Capacidad admisible del suelo de fundación

Suelo de Fundación	Capacidad Admisible σ_{adm} (Kg/cm²)
Roca ígnea, masiva sana y conglomerados sanos con muy pocas fisuras	100
Pizarras sanas, con fisuras muy pequeñas	50
Esquisto sano, pizarra arcillosa, poca fisura	16
Depósitos residuales de explotaciones o trituración de rocas.	10
Loes glaciales	10
Gravas y arenas	5
Arena gravosa	3
Arena de consistencia y compacidad media	2
Arena fina	1 – 2
Arcilla dura semi-seca	5
Arcilla mediana de compacidad y consistencia	2
Arcilla blanda	1
Limo inorgánico, esquistos explosionados, depósitos naturales eólicos	1
Relleno granular compactado.	2 – 5

* Fuente: Manual Técnico, Obras de Contención (Maccaferri)

Entonces:

El ángulo de fricción del suelo contenido es $\varphi = 30^\circ$

El peso específico del suelo contenido es $\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$.

La capacidad de carga máxima admisible del suelo de fundación es: $\sigma_{\text{adm}} = 4.5 \text{ kg/cm}^2$.

En cuanto a la cohesión, los suelos limosos tienen una cohesión muy baja, por lo que para efectos de cálculo se puede considerar como nula.

Además de estos parámetros es necesario también establecer el valor del ángulo de fricción “ δ ” entre el suelo y la estructura. Se puede tomar este valor como igual al ángulo de fricción interno del suelo “ $\delta = \varphi$ ”, esto porque la superficie de los gaviones es bastante rugosa, lo que permite un contacto firme entre el suelo y la estructura. Por lo tanto:

$$\delta = 30^\circ$$

Peso específico de la estructura

El peso específico de la estructura gavionada está en función del peso específico del material de relleno, con un porcentaje de vacíos ($e = 20 - 30$), tiene la siguiente relación:

$$\gamma_g = \gamma_r \cdot \left(1 - \frac{e}{100}\right)$$

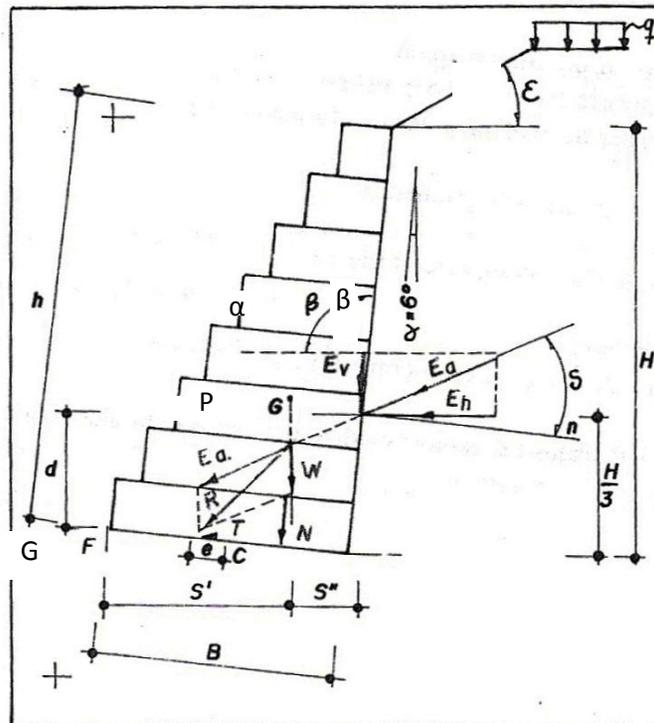
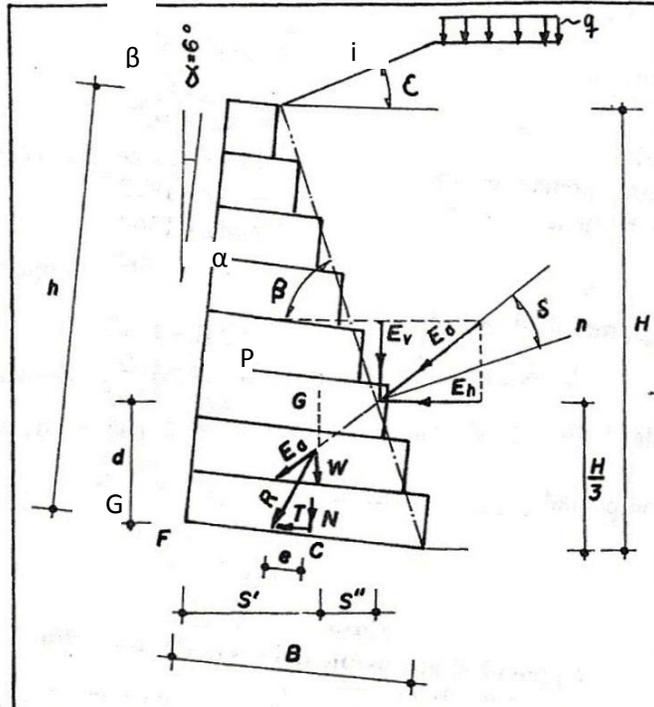
Donde:

γ_r = Peso específico del guijarro de río. (2428 kg/m^3).

e = Porcentaje de vacíos. (30%).

$$\gamma_g = 1700 \text{ kg/m}^3$$

Gráfico 6 Fuerzas que actúan en un gavión y sus puntos de aplicación

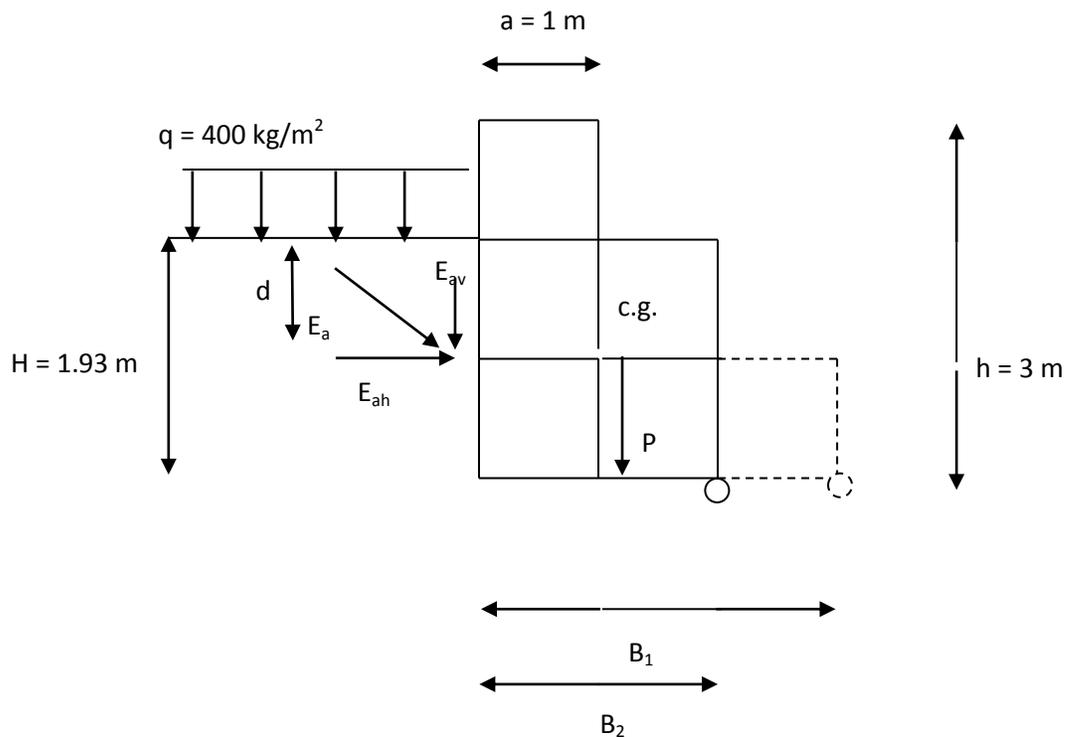


La verificación de la estabilidad en la estructura comprende las siguientes etapas:

1.- Fuerzas que actúan sobre el gavión:

El empuje hidrostático que se tendrá con el caudal de diseño, al igual que la subpresión, no serán tomados en cuenta debido a la permeabilidad de la estructura gavionada, siendo el estado de carga más desfavorable cuando sólo exista el empuje del terreno y de la sobrecarga.

Gráfico 7 Dimensiones y fuerzas que actúan en la estructura



- Empuje del Terreno y la sobrecarga

Para determinar el empuje del terreno se adopta la teoría de Coulomb basada en el estudio del equilibrio de las fuerzas entre el muro y el terreno homogéneo que está detrás del muro.

Se considera una sobrecarga “q” distribuida sobre el terreno debido al peso de los árboles que se encuentran adyacentes al muro, los cuáles se encuentran en gran cantidad. Se considera esta carga porque es una hipótesis desfavorable y va contra la estabilidad de la estructura. El valor de la sobrecarga es $q = 400 \text{ kg/m}^2$.

El empuje activo del terreno con sobrecarga distribuida en el terraplén, sobre el muro está definido por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot h_s}{H} \right) - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

Donde:

γ_s = Peso específico del terreno de relleno (2680 kg/m^3).

H = Altura sobre la cuál actúa el empuje del terreno (1.93 m).

K_a = Coeficiente de empuje activo del terreno.

h_s = Altura equivalente, que representa la sobrecarga en el terraplén: $h_s = \frac{q}{\gamma_s}$ (m).

c = Cohesión del relleno o suelo de aproximación (Adoptado “0”).

La determinación del coeficiente de empuje activo (K_a) está en función del ángulo del paramento interno con respecto a la horizontal ($\alpha = 90^\circ$), el ángulo de rozamiento interno del terreno ($\varphi = 30^\circ$), el ángulo de inclinación del relleno de aproximación ($i = 0^\circ$) y el ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro ($\delta = 30^\circ$).

El coeficiente de empuje activo del terreno está dado por:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2(\alpha) \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.297$$

Por lo tanto el empuje activo será:

$$E_a = 1366.86 \text{ kg/m}$$

Las componentes del empuje activo vienen de la siguiente expresión:

$$E_{av} = E_a \cdot \text{sen}(90^\circ + \delta - \alpha)$$

$$E_{ah} = E_a \cdot \text{cos}(90^\circ + \delta - \alpha)$$

Entonces:

$$E_{av} = 683.43 \text{ kg/m}$$

$$E_{ah} = 1183.74 \text{ kg/m}$$

El empuje pasivo para efectos de cálculo no se tomará en cuenta debido a que es un caso desfavorable y la omisión del mismo aumenta el factor de seguridad.

- Peso de la estructura

El peso de la estructura se obtiene del producto entre el área por unidad de longitud por su peso específico:

$$W = \gamma_g \cdot A$$

Donde:

γ_g = Peso específico del gavión (kg/m^3).

A = Área transversal de la estructura (m^2).

2.- Momentos que actúan sobre el punto de giro:

Los momentos que se aplican a la estructura, independientes de que éstos sean estabilizantes o volcantes, todos están referidos al punto de giro (G), el cuál está ubicado en vértice inferior del gavión.

El momento estabilizante está conformado por: el peso de la estructura por su brazo de giro y la componente vertical del empuje activo por su brazo.

El momento de vuelco está conformado por: la componente horizontal del empuje activo por su brazo que debido a la sobrecarga está dado por:

$$d = \frac{H}{3} \cdot \left(\frac{H + 3 \cdot h_s}{H + 2 \cdot h_s} \right) - B \cdot \text{sen}\beta$$

Donde d es la altura de aplicación del empuje activo (m), medido en forma vertical desde el vértice inferior del gavión, mientras que β es la inclinación del muro, que como se dijo en el capítulo anterior es nula.

$$d = 0.69 \text{ m.}$$

3.- Verificación contra el vuelco:

No se producirá el volcamiento de la estructura si se cumple la siguiente expresión:

$$F_{sv} = \frac{M_{est}}{M_{vol}} \geq 1.5$$

Donde:

F_{sv} = Factor de seguridad al vuelco.

M_{est} = Momento estabilizante (kg.m/m).

M_{vol} = Momento volcante (kg.m/m).

4.- Verificación contra el deslizamiento:

La estructura no se deslizará en la base si cumple la siguiente expresión:

$$F_{sd} = \frac{R_{FV}}{R_{Fh}} \cdot f \geq 1.5$$

Donde:

F_{sd} = Factor de seguridad al deslizamiento.

R_{FV} = Resultante de fuerzas verticales (kg/m).

R_{Fh} = Resultante de fuerzas horizontales (kg/m).

f = Coeficiente de fricción entre la base del muro y el suelo que generalmente varía entre 0.50 – 0.90, pudiendo adoptarse el valor de 0.50 en la condición más crítica.

5.- Condición del tercio central:

Si la resultante de las fuerzas está aplicada sobre el tercio central de la base, no existirán tensiones de tracción en la base que afecte la estabilidad de la estructura. Para tal caso se debe determinar la excentricidad con la siguiente relación:

$$exc = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_{est} - M_{vol}}{R_{FV}} \right)$$

Donde:

B = Base de la estructura (m).

R_{FV} = Resultante de las fuerzas verticales (kg/m).

Si: $exc < \frac{B}{6}$, se cumple la condición del tercio central.

6.- Verificación de las tensiones en la fundación:

Las tensiones sobre el terreno, suponiendo que se distribuyen linealmente están de acuerdo a la siguiente relación:

$$\sigma_1 = \frac{R_{FV}}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot exc}{B} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{R_{FV}}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot exc}{B} \right)$$

Las tensiones σ_1 y σ_2 deben ser menores que la capacidad de carga admisible del terreno de fundación σ_{adm} .

5.4.4 Análisis de Alternativas y elección de la mejor Alternativa

Análisis de la Alternativa 1

Gavión de (3 x 2 x 1) m.

- **Cálculo del momento estabilizante:**

Tabla 15 Momento estabilizante 1

	Área m ²	Peso específico kg/m ³	Fuerza kg/m	Brazo m	Momento Estabilizante kg.m/m
W ₁	1	1700	1700	2,5	4250
W ₂	2	1700	3400	2	6800
W ₃	3	1700	5100	1,5	7650
E _{av}			683.43	3	2050.29

$$\sum R_{FV} =$$

$$10883.43$$

$$\sum M_{est} = 20750.29$$

- **Cálculo del momento volcante:**

La resultante de las fuerzas horizontales es la componente horizontal del empuje activo debido a que es la única fuerza que actúa en esa dirección.

$$E_{ah} = \sum R_{Fh} = 1183.74 \text{ kg/m}$$

Entonces el momento volcante viene dado por:

$$M_{vol} = E_{ah} \cdot d$$

$$M_{vol} = 816.78 \text{ kg.m/m}$$

- **Condiciones de estabilidad:**

Verificación contra el vuelco:

$$F_{sv} = 25.4 \geq 1.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

Verificación contra el deslizamiento:

$$F_{sd} = 4.6 \geq 1.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

Condición de tercio central:

$$0.33 < 0.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

Verificación de las tensiones en la fundación:

$$\sigma_1 = 0.60 \text{ kg/cm}^2 < 4.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

$$\sigma_2 = 0.14 \text{ kg/cm}^2 < 4.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Análisis de la Alternativa 2

Gavión de (2 x 2 x 1) m.

- **Cálculo del momento estabilizante:**

Tabla 16 Momento estabilizante 2

	Área m ²	Peso específico kg/m ³	Fuerza kg/m	Brazo m	Momento Estabilizante kg.m/m
W ₁	1	1700	1700	1,5	2550
W ₂	2	1700	3400	1	3400

W_3	2	1700	3400	1	3400
E_{av}			683.43	2	1366.86
		$\sum R_{FV} =$	9183.43	$\sum M_{est} =$ 10716.86	

▪ **Cálculo del momento volcante:**

La resultante de las fuerzas horizontales es la componente horizontal del empuje activo debido a que es la única fuerza que actúa en esa dirección.

$$E_{ah} = \sum R_{Fh} = \mathbf{1183.74 \text{ kg/m}}$$

Entonces el momento volcante viene dado por:

$$M_{vol} = E_{ah} \cdot d$$

$$M_{vol} = \mathbf{816.78 \text{ kg.m/m}}$$

▪ **Condiciones de estabilidad:**

Verificación contra el vuelco:

$$F_{sv} = 13.12 \geq 1.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

Verificación contra el deslizamiento:

$$F_{sd} = 3.88 \geq 1.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

Condición de tercio central:

$$0.08 < 0.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

Verificación de las tensiones en la fundación:

$$\sigma_1 = 0.57 \text{ kg/cm}^2 < 4.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

$$\sigma_2 = 0.35 \text{ kg/cm}^2 < 4.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Elección de la mejor Alternativa

Las alternativas de protección presentadas en este estudio son obras de contención flexibles dispuestas paralelamente al eje del flujo para desempeñar las siguientes funciones:

- Proteger las orillas contra la erosión.
- Controlar o dirigir el curso del agua.
- Proteger las márgenes contra las inundaciones.

Estas obras flexibles corresponden a gaviones y colchones reno que son estructuras muy utilizadas en nuestro medio para controlar las crecidas. Se debe a que poseen muchas características haciéndolas sumamente interesantes desde el punto de vista técnico, constructivo y económico.

Las características que presentan son:

- Permeabilidad.- A diferencia de las estructuras rígidas los gaviones son completamente permeables, ya que permiten la reducción del empuje hidrostático en obras geotécnicas y eliminan la subpresión en las obras hidráulicas.
- Flexibilidad.- Permite que la estructura se deforme sin perder la funcionalidad. Gracias a esta característica, las obras en gaviones dispensan fundaciones, pues se adaptan a los eventuales movimientos del terreno. Esto es sumamente ventajoso cuando se trabaja sobre suelos con baja capacidad de soporte. Al contrario de las estructuras rígidas, un eventual colapso de la estructura no ocurre de manera repentina, sino lenta y gradualmente, permitiendo acciones de recuperación viables económicamente.
- Integración ambiental.- Por su composición mantienen inalterado el ecosistema preexistente, pues no interfieren en el comportamiento de la napa freática. No atacan al medio ambiente, integrándose perfectamente a la naturaleza.
- Capacidad de soporte a esfuerzos de tracción.- Condición permitida por la presencia de malla metálica que funciona como armadura para la estructura, estas características están ausentes en las estructuras de concreto ciclópeo y mampostería de piedra, lo que las hacen colapsar cuando son sujetas a asentamientos diferenciales y socavaciones.
- Practicidad.- Por utilizar apenas materiales secos, son de construcción simple, dispensando herramientas o equipos especiales. También no exige mano de obra

calificada y pueden ser rellenas con piedras disponibles en la proximidad de la obra, posibilitando así su construcción en cualquier sitio.

- Versatilidad.- Debido a los materiales que emplean, permiten una construcción manual o mecanizada, en presencia de agua, con cualquier condición climática o en locales de difícil acceso. Además su construcción es rápida y de funcionamiento inmediato, pues la estructura comienza a trabajar tan pronto esté rellena con piedras.
- Durabilidad.- En función de las características de los revestimientos presentes en los alambres que componen la malla metálica, como también por el comportamiento de las estructuras que se rellenan de tierra a lo largo del tiempo, se puede decir que las estructuras en gaviones resisten el tiempo de vida para el cuál son diseñadas.
- Posibilidad de adaptación a las nuevas situaciones de trabajo.- Permiten aplicaciones y/o modificaciones en las estructuras originales, realizadas de forma simple y rápida. Esto es una ventaja relevante cuando se trabaja con obras de comportamiento dinámico como sistematizaciones fluviales, espigones, etc.
- Bajo costo.- Comparadas con otras técnicas, las estructuras en gaviones presentan costos más bajos. Presentan además un aspecto social considerable, ya que puede usar la mano de obra disponible en el lugar y pueden ser construidos por los mismos vecinos que serán beneficiados con la obra.

De acuerdo a las dos alternativas que se analizaron:

Gavión (3x2x1)m.

Gavión (2x2x1)m.

Se pudo determinar que las dos son completamente estables y resisten de muy buena manera las fuerzas que actúan sobre las mismas, es decir que ambas son técnicamente confiables.

Por lo tanto se eligió la segunda alternativa, que es un gavión (2x2x1), debido a que tiene una menor dimensión y es en consecuencia más económica, y llevará menos tiempo para su construcción.

5.4.5 Dimensionamiento del Colchón Reno

De acuerdo a la profundidad de socavación determinada en el análisis hidráulico, se adoptará un largo del colchón reno de 6 m.

El espesor del colchón reno o colchoneta será de 23 cm.

El diseño del colchón reno involucra la verificación de las siguientes condiciones:

- Comparación de la velocidad real (V) respecto de la velocidad crítica de arrastre (V_c).
- Valoración y comparación de las tensiones de arrastre crítico (τ_c), la tensión tangencial en los márgenes (τ_m) y la tensión tangencial crítica en los márgenes (τ_{cm}).
- Verificación de la velocidad del flujo debajo de la colchoneta.

Comparación entre la velocidad real y la velocidad crítica:

La velocidad real o velocidad media en el cauce calculada en el análisis hidráulico es:

$$V = 3.95 \text{ m/seg.}$$

La velocidad crítica es aquella que provoca la condición de inicio del movimiento en las piedras de la colchoneta. Está en función del espesor de la colchoneta y del tamaño de las piedras de relleno.

El tamaño de la piedra de relleno es de 0.10 m.

De acuerdo a tablas (Manual de Maccaferri) se determina la velocidad crítica:

$$V_c = 4.1 \text{ m/seg.}$$

Se debe cumplir que $V_c > V$, para evidenciar que no existe levantamiento de las piedras por el flujo hidráulico, caso contrario se debe aumentar el espesor de la colchoneta.

Entonces:

$$4.1 \text{ m/seg} > 3.95 \text{ m/seg} \quad \text{Cumple!!!}$$

No hay necesidad de aumentar el espesor del colchón, por lo que se mantiene en 23 cm.

Comparación entre las tensiones de arrastre:

En general se define como estable un revestimiento en piedra, cuando no se produce el movimiento de los elementos que lo conforman. Esto vale para los revestimientos constituidos por colchones reno y gaviones caja, en los cuales existe la presencia de la red metálica para retener las piedras.

La condición de inicio del movimiento de las piedras define el límite de estabilidad del revestimiento; en el caso del revestimiento con gaviones, existe una resistencia adicional en función de la malla que envuelve las piedras.

Para un canal en régimen de flujo permanente y uniforme, la tensión tangente de arrastre en los márgenes ejercitada por el flujo de agua sobre el material de revestimiento, es dada por:

$$\tau_m = 0.75 \cdot \gamma_w \cdot y \cdot i$$

Donde:

γ_w = Peso específico del agua (1000 kg/m³).

y = Altura del tirante de agua (2.05 m).

i = Pendiente del cauce (0.00768).

$$\tau_m = 15.74 \text{ kg/m}^2$$

La tensión tangente crítica es la que puede ser alcanzada sin que ocurran movimientos en el revestimiento, cuya expresión es la siguiente:

$$\tau_c = C \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_m$$

Donde:

C = Coeficiente de Shields, donde para el caso de colchones reno, donde las piedras son contenidas por una malla metálica tiene un valor de 0.10

γ_w = Peso específico del agua (1000 kg/m³).

γ_s = Peso específico de las piedras de relleno (2650 kg/m³).

d_m = Diámetro medio de las piedras de relleno (0.10 m).

$$\tau_c = 16.5 \text{ kg/m}^2$$

La tensión tangente crítica en los márgenes también es diferente de la del fondo, siendo que para los márgenes es utilizada la siguiente expresión:

$$\tau_{cm} = \tau_c \cdot \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \varphi}}$$

Donde:

τ_c = Tensión tangente crítica en el centro del cauce.

θ = Pendiente transversal del talud de la ribera sobre la que se emplaza la colchoneta (0°).

φ = Ángulo de fricción interna del material de relleno del revestimiento, para las piedras contenidas en los colchones reno es 41°.

$$\tau_{cm} = 16.5 \text{ kg/m}^2$$

Las condiciones a cumplir son:

Si $\tau_m < \tau_{cm}$, entonces no existen deformaciones peligrosas en la colchoneta.

Por lo tanto:

$$15.74 \text{ kg/m}^2 < 16.5 \text{ kg/m}^2$$

Lo que demuestra que la colchoneta es estable y no tiene deformaciones peligrosas.

Velocidad residual en el fondo:

En los revestimientos en colchones reno y gaviones caja, no solamente deben ser dimensionados el espesor del revestimiento y la dimensión de las piedras para que éstas resistan a la acción del flujo, sino también debe ser evitada la erosión del suelo de base, o sea de apoyo, del revestimiento.

La velocidad del agua entre las capas de piedras y entre éstas y el suelo, debe ser suficientemente pequeña para evitar el movimiento de las partículas que constituyen el cauce natural.

La velocidad debajo del colchón reno, en la interfase con el fondo o con el eventual filtro, puede ser determinada con la fórmula de Manning:

$$V_b = \frac{\sqrt{i}}{n_f} \cdot \left(\frac{d_m}{2} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

i = Pendiente del cauce (0.00768 m/m).

n_f = Coeficiente de rugosidad del fondo del terreno, donde se asienta la colchoneta. Se asume 0.02 si existe un filtro geotextil o no existe ningún filtro.

d_m = Dimensión media de las piedras de relleno (0.10 m).

$$V_b = 0.59 \text{ m/seg}$$

La velocidad V_b debe ser comparada con la velocidad V_e admisible en la interfase con el material de base, es la velocidad límite que el suelo puede soportar sin ser erosionado.

Para suelos constituidos por sedimentos no cohesivos (arena y grava), para el cálculo de la velocidad admisible, se puede utilizar la ecuación:

$$V_e = 16.1 \cdot \sqrt{d_{50}}$$

Donde:

d_{50} = Dimensión del 50% de las partículas del suelo en que se pretende evitar la erosión.

De la curva granulométrica 0.037 m.

$$V_e = 3.1 \text{ m/seg}$$

Si se cumple la siguiente condición no existe erosión, por lo que no se necesita un filtro entre el colchón y el terreno en contacto.

$$V_e > V_b$$

Por lo tanto:

$$3.1 \text{ m/seg} > 0.59 \text{ m/seg}$$

Lo que demuestra que no hay erosión y no es necesario ningún tipo de filtro.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La avenida de diseño seleccionada depende del beneficio que se logre con la obra y del costo de los bordos. Al proteger una zona por primera vez con bordos longitudinales no siempre es posible construirlos con una altura tal que protejan contra cualquier avenida que pueda presentarse. En otras palabras, la avenida de diseño seleccionada puede tener un periodo de retorno de 25, 50 o 100 años únicamente. Puesto que avenidas más grande se pueden presentar, contra las que la defensa es inadecuada se debe elaborar un procedimiento en el que se establezcan las acciones que se deben seguir, cuando se conozca, por las lluvias registradas, que la avenida por presentarse va a ser mayor que la de diseño. Entre esas acciones están cómo desalojar a la población, en qué lugares conviene romper los bordos, etc.