



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA

INGENIERÍA CIVIL – ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

P R E S E N T A :

MIGUEL ANGEL FIGUERAS CORTE

TUTOR:

DR. ALBERTO JAIME PAREDES



2008

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Vocal: DR. ALBERTO JAIME PAREDES

1^{er}. Suplente: M. I. JORGE EFRAÍN CASTILLA CAMACHO

2^{do}. Suplente: DRA. LILIA REYES CHÁVEZ

Lugar donde se realizó la tesis:

CIUDAD UNIVERSITARIA, D. F.

TUTOR DE TESIS:

DR. ALBERTO JAIME PAREDES

FIRMA

ÍNDICE

	Página
1. Introducción.....	3
1.1 Antecedentes.....	3
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Alcances.....	5
2. Estudios previos para la selección del sitio de una presa pequeña.....	7
2.1 Topografía.....	7
2.2 Geología.....	7
2.3 Clima.....	8
2.4 Hidrología.....	8
2.5 Sismicidad.....	13
2.6 Estudios ambientales.....	14
2.7 Selección entre alternativas para el diseño y construcción.....	15
3. Hidrología para el diseño de una presa pequeña.....	24
3.1 Ciclo hidrológico.....	24
3.2 Conceptos y características principales de una cuenca.....	25
3.3 Precipitación.....	32
3.4 Escurrimiento.....	37
3.5 El hidrograma	39
3.6 El gasto de diseño	47
3.7 Mediciones hidrológicas.....	52
3.7.1 Elevación de la superficie libre de agua.....	52
3.7.2 Medición de la precipitación.....	53
3.7.3 Aforo de un río.....	55
3.7.4 Medición de la velocidad de un río.....	59
3.7.5 Medición de la evaporación.....	61
4. Estudios geotécnicos para el diseño de una presa pequeña.....	64
4.1 Tipos de depósitos de suelos.....	64
4.2 Clasificación de los suelos y sus propiedades mecánicas.....	69
4.3 Exploración de suelos.....	82
4.4 Clasificación de las rocas y sus propiedades mecánicas.....	89
5. Diseño de una presa pequeña.....	96
5.1 Clasificación de tipos de presas.....	96
5.2 El flujo de agua en suelos y rocas.....	106
5.3 Estabilidad de taludes.....	117

6. Aspectos constructivos de una presa pequeña.....	124
6.1 Compactación de suelos.....	124
6.2 Inyecciones.....	130
6.3 Colocación y control de materiales.....	139
7. Aplicaciones.....	141
8. Conclusiones	167
Apéndice A. Presas Pequeñas en México.....	169
Apéndice B. Edafología.....	205
Referencias.....	221

1. INTRODUCCIÓN.

1.1 Antecedentes

La construcción de presas pequeñas data de hace muchos años y obedece a la imperiosa necesidad de almacenar agua para consumo humano, de ganado, para riego de cultivos o para el control de avenidas en tiempo de lluvia.

La presa más antigua en México data del año 1800 y se localiza en el Estado de México sobre la corriente Ñadó. Dicha presa, que recibe el mismo nombre de la corriente, se construyó con el propósito de riego y cuenta con una altura máxima de cortina de 26 metros.

El Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) define a las presas grandes y pequeñas de la siguiente manera:

- Una presa pequeña es aquella que mide menos de 15 metros de altura.
- Una presa grande es aquella que supera una altura de 15 metros. Las que miden entre 10 ó 15 metros se consideran grandes cuando el diseño presenta complejos especiales.

Por otro lado, también se dice que las presas pequeñas son aquellas cuya capacidad de almacenamiento no excede de 500 000 m³. Otra variable a considerar es la longitud de la corona de la presa, esta distancia comprende desde unos metros hasta cientos de metros.

Se puede notar que no existe un parámetro único para definir a una presa pequeña, por lo cual, en este trabajo se tomaran como presa pequeña a aquellas que no sobrepasen una altura de 40 metros, independientemente de la longitud de corona, el área del vaso o del volumen de almacenamiento.

La construcción de presas pequeñas ha sido una constante en el desarrollo del país hasta hace unos años debido al impulso de megaproyectos con el fin de generar energía eléctrica; esto ha hecho desviar la atención para la ejecución de proyectos de pequeñas presas que satisfacen necesidades puntuales de la comunidad con presupuestos ínfimos comparados a los otros.

Las presas pequeñas, contrario a lo que se pueda imaginar, plantean problemas complejos de estabilidad, compresibilidad o permeabilidad. El sólo hecho de ser una obra hidráulica de menor dimensión hace que ciertos aspectos sean más críticos que en las grandes presas.

En obras de esta magnitud, la exploración asume un papel importante, entre otros, ya que puede indicar si el proyecto es económica y técnicamente viable. La exploración se podría dividir en tres fases; la primera, del reconocimiento, se proyecta principalmente para sostener la decisión de continuar con exploraciones más detalladas; la segunda etapa, de viabilidad, aquí se determina el objeto, magnitud, plan esencial, detalles, beneficios y costos del proyecto para apoyar la autorización del mismo; tercera etapa, de las especificaciones, complementa la etapa de la viabilidad hasta obtener los planos finales y especificaciones del proyecto, en esta etapa la construcción es inminente. Cabe señalar que la magnitud del proyecto no es el único factor que incide en la necesidad de hacer más estudios, también puede depender de las características del lugar o de los factores hidrológicos.

La altura o volumen de almacenamiento de una presa no son buenos criterios para determinar el grado de complejidad de la obra hidráulica; por otro lado, existe la tendencia desafortunada de enseñar lo espectacular de las obras de ingeniería ayudado por la magnitud de estas, esto ha hecho que la literatura relativa a estructuras modestas sea poco numerosa en el país, es por ello que se ha decidido presentar este trabajo.

1.2 Objetivos

El objetivo de este trabajo es aportar la serie de estudios necesarios para llevar a cabo el diseño integral de una presa pequeña; se propone una metodología para la selección de la alternativa más viable para el diseño de ésta obra tomando en cuenta los estudios previos como son la topografía, la geología, el clima, la hidrología, la sismicidad y los estudios ambientales de la zona en que se plantea la construcción de dicha obra.

Por otro lado, no sólo es necesario contar con la información captada por los estudios previos, sino también con el estudio hidrológico, la exploración de

suelos, el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos y rocas y todo lo que conlleva al diseño de una presa pequeña.

Una de las principales razones para llevar a cabo este trabajo es la poca bibliografía existente en torno al diseño de presas pequeñas y otro punto a destacar se centra en el hecho de que la mayoría de la bibliografía consultada no presenta el estudio hidrológico necesario para llevar a cabo el diseño de este tipo de obras.

Este escrito busca aumentar el acervo bibliográfico referente al diseño de presas pequeñas que, como se explicó anteriormente, es escaso tomando en cuenta la importancia social y económica que conlleva la ejecución de obras de este tipo.

1.3 Alcances

En el capítulo 2 se exponen los estudios previos para la selección del sitio de una presa pequeña, en cada uno de ellos se describen los aspectos más sobresalientes y las fuentes de información necesarias para su debida investigación; al final de dicho capítulo se describen tres métodos que conjuntan todos los factores que determinan la correcta elección del lugar para la obra. Cabe destacar que el método de selección contingente y el método de dosis-respuesta son aportaciones que presenta este trabajo. En este capítulo, también, se determina la cantidad de agua mínima necesaria para cubrir las necesidades del proyecto y determinar si la cuenca en estudio aporta dicho monto.

Es en el capítulo 3 donde se presentan los estudios hidrológicos para el diseño de una presa pequeña como son la precipitación, el escurrimiento, el hidrograma, el gasto de diseño y las mediciones hidrológicas relacionadas. Este capítulo se torna importante debido a que la mayoría de la bibliografía consultada no aporta los estudios hidrológicos necesarios para llevar a cabo el diseño de este tipo de obra.

En el capítulo 4 se discuten los estudios geotécnicos para el diseño de una presa pequeña tales como: los métodos de exploración en suelos, los

conceptos de las propiedades mecánicas de las rocas y los suelos, así como su clasificación.

Los diferentes tipos de presas se presentan en el capítulo 5; se exponen cuatro diferentes clasificaciones de acuerdo a su uso, al proyecto hidráulico, a los materiales que conforman a la estructura y a su procedimiento constructivo; además se definen los conceptos principales para el diseño de una presa pequeña. Además, se tratan las teorías de flujo de agua en suelos y rocas, así como también la estabilidad de taludes donde se realiza un análisis de diferentes métodos para su estudio.

El capítulo 6 abarca los aspectos constructivos de una presa pequeña como son la compactación de suelos, las inyecciones y la colocación y control de materiales.

En el capítulo 7 se hace un ejemplo en el que se pone en práctica los métodos expuestos a lo largo de este trabajo. Cabe destacar que en la parte final se presentan dos apéndices de suma relevancia para complementar la información expuesta; el primero trata sobre una lista de 39 presas pequeñas construidas en el territorio nacional con información general de la obra y una breve descripción de la cimentación; el segundo apéndice trata sobre aspectos básicos de la edafología y presenta dos criterios de cálculo de la evapotranspiración potencial que es un dato necesario para conocer la cantidad de agua que se requiere para alimentar una zona de riego dependiendo del tipo de cultivo.

2. ESTUDIOS PREVIOS PARA LA SELECCIÓN DEL SITIO DE UNA PRESA PEQUEÑA

2.1 Topografía

La topografía previa de la zona de estudio se puede obtener con planos, fotografía aérea y modelos digitales del terreno que se pueden obtener del Instituto de Geografía de la UNAM en su sitio web www.igeograf.unam.mx donde se cuentan con imágenes satelitales del país; sin embargo, la opción más importante es el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) donde se podrán encontrar cartas topográficas de la República Mexicana, mapas hidrológicos, mapas orográficos, mapas de vías de comunicación, mapas de la infraestructura (obras hidráulicas y eléctricas) y más información al respecto en su sitio web www.inegi.gob.mx; otra opción en la actualidad, es el uso de sitios web como Google Earth donde se puede consultar, de manera sencilla, fotos satelitales, vistas en segunda y tercera dimensión, aunque cabe señalar, que esta opción está sujeta a la importancia que le da el sitio web a cada lugar y también se presenta la opción de buscar las coordenadas del sitio de interés y una medición a escala. Estos planos deben de cubrir la zona o zonas de embalse, boquillas probables y la corriente de agua para permitir delimitar su parteaguas (Jaime y Figueras, 2008).

2.2 Geología

El estudio geológico previo se realiza mediante un mapa de la geología estructural de la región y se verifica con fotografías aéreas y planos topográficos; es necesario identificar las formaciones, localizar fallas, sistemas de fracturamiento, planos de contacto y plegamientos, intemperismo y demás características útiles. De acuerdo con la información anterior, se analiza el tipo y cantidad de exploraciones que se deberán realizar para verificar el corte geológico y los estudios de las propiedades de los suelos y rocas.

Existen varias alternativas para la obtención de datos, una podría ser en el Instituto de Geología de la UNAM por medio de su página web

www.geología.igeolcu.unam.mx donde se cuenta con una carta geológica de la República Mexicana y una galería de fotos geológicas del país; otra alternativa, es el INEGI en cuyas instalaciones se cuenta con un área de consulta de cartas geológicas que abarca todo el territorio nacional o el Servicio Geológico Mexicano cuyo sitio web es www.coremisgm.gob.mx.

2.3 Clima

El clima suele ser un factor importante en la construcción de una presa de tierra o enrocamiento, se puede presentar lluvia que impida el avance de la obra, inviernos severos o sequías extremas. Por ejemplo, en una región lluviosa es preferible una sección zonificada, con núcleo impermeable delgado y respaldos de roca; cuando no sea posible esta solución, se debe de proteger el terraplén aplanando la superficie expuesta con pendiente transversal para que el agua escurra y se eviten encharcamientos, o cubrir la superficie con lonas en cada lluvia. El problema que se presenta en una zona árida es que los suelos tienen un contenido de agua por debajo del óptimo y, por lo general, no existe agua en la cercanía de la obra. Otro inconveniente relacionado con el clima podría ser la suspensión de labores debido al paso de un huracán.

La información requerida para determinar el clima de la región se puede obtener en las dependencias de gobierno por medio de su sitio web, por ejemplo, la Comisión Federal de Electricidad (CFE), www.cfe.gob.mx, cuenta con datos meteorológicos y una sección de huracanes. Cabe señalar que la dependencia responsable a nivel nacional sobre asuntos climatológicos es la Comisión Nacional del Agua, www.cna.gob.mx, en donde se puede consultar el Servicio Meteorológico Nacional (SMN); el INEGI también ofrece información útil como son mapas climáticos, mapas agropecuarios y mapas de uso de suelo.

2.4 Hidrología

Los estudios preliminares referentes a la hidrología deben permitir la determinación de la aportación de la corriente, la aportación del vaso y el agua

necesaria para el proyecto. La aportación mínima del vaso será la cantidad de agua que pueda entregarse en el periodo crítico de las aguas mínimas; la evaporación en el vaso y otras pérdidas incidentales deben de tomarse en cuenta en el cálculo de las aportaciones del vaso.

Se deben determinar las cantidades de agua necesarias para todos los objetivos considerados en el proyecto; para abastecimiento de aguas municipales e industriales, debe considerarse el aumento previsto de la demanda durante la vida de la obra; para riego, se deben considerar las condiciones climáticas, tipos de suelo, tipos y distribución de cultivos, eficiencias de riego y pérdidas por conducción. Los estudios hidrológicos incluyen estimaciones de las avenidas y se debe de tomar en cuenta la descarga anual mínima con intervalos de recurrencia por lo menos de 10 años.

El gasto de una cuenca se puede conocer de modo previo utilizando cualquiera de las expresiones siguientes:

a. La ecuación que propone Creager es:

$$Q = 46CA^{(0.894A^{-0.048})} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

donde A es el área de la cuenca en kilómetros cuadrados y C es un coeficiente basado en la experiencia que se tiene sobre la región dada, el valor de $C = 100$ representa el máximo valor asignado, el gasto está dado en metros cúbicos por segundo.

b. La ecuación de Matthai es la siguiente:

$$Q = 11000A^{0.61} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

donde A es el área de la cuenca y está dada en kilómetros cuadrados.

c. La ecuación que involucra la lámina de lluvia es:

$$Q = Fh_{mens} \times A_c \quad (\text{Ec. 2.3})$$

donde F es un factor que toma en cuenta la topografía, la vegetación y el clima de la cuenca, h_{mens} es la lámina de lluvia mínima mensual que se registra en la cuenca y A_c es el área de la cuenca en kilómetros cuadrados.

El volumen requerido para riego se puede calcular con la siguiente expresión:

$$V_R = \left[1 - \frac{h_{(1)} - h^*}{h_{(1)}} H_T \right] 10000 A_c \quad (\text{Ec. 2.4})$$

donde A_c es el área cultivable por irrigar en hectáreas, V_R está dado en m^3 , $h_{(1)}$ es la máxima precipitación ocurrida, H_T es la lámina media anual de lluvia y h^* es el valor obtenido de la figura 2.1 que depende de la cobertura y tipo de suelo según la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Valores para la cobertura y tipo de suelo

Cobertura	Número de Escurrimiento, N		
	Permeable (Arenoso)	Medio	Poco Permeable (Arcilloso)
Ninguna	80	87	94
Sembrado, fuerte pendiente y buen drenaje	65	75	85
Sembrado, baja pendiente, ondulado y mal drenaje	60	70	80
Pastizal, fuerte pendiente y drenado	70	80	90
Pastizal, ondulado y mal drenaje	50	65	80
Matorral	40	60	80
Bosque, fuerte pendiente y buen drenaje	50	65	80
Bosque, baja pendiente, ondulado y mal drenado	35	55	75

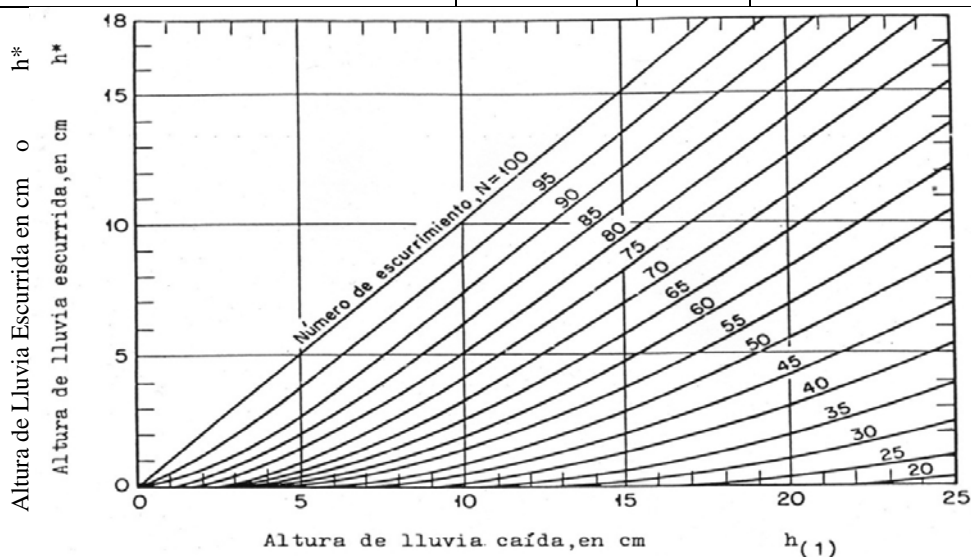


Figura 2.1. Gráfica para la obtención del factor h^* (NRSC, 1986)

El volumen para agua potencialmente potable estará dado por la siguiente expresión:

$$V_B = 100N_H \quad (\text{Ec. 2.5})$$

donde V_B es el volumen en m^3 por año y N_H es el número de habitantes que serán abastecidos por la presa.

El volumen para abrevadero dado en m^3 , dependerá del tipo de ganado, N_c para ganado mayor y N'_c para ganado menor, donde N_c y N'_c serían los números de cabezas sustentadas. K es igual a 100 para ganado mayor como vacas y toros y es igual a 50 para ganado menor como cabras y ovejas.

$$V_c = 100N_c + 50N'_c \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Se debe de tomar en cuenta la evaporación que se puede presentar en la superficie del vaso probable de la presa, la cubierta vegetal y la superficie del agua, esto se puede calcular con la expresión del método aerodinámico:

$$E_a = B(e_{as} - e_a) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

donde:

E_a = Tasa de evaporación dada en mm/día en cada m^2

$$B = 0.0027 \left(1 + \frac{u}{100} \right) \quad (\text{Ec. 2.8})$$

B = está medida en mm/día

u = es el recorrido de viento en 24 horas en kilómetros por día medido a una altura de 2 m.

e_{as} = Presión de saturación del vapor correspondiente a la temperatura ambiente del aire en pascales, dada por la siguiente ecuación:

$$e_{as} = 611 \exp \left(\frac{17.27T}{237.3 + T} \right) \quad (\text{Ec. 2.9})$$

T = Temperatura de aire en $^{\circ}\text{C}$

e_a = Presión de vapor ambiental en el aire en pascales dada por la siguiente ecuación:

$$e_a = R_h e_{as} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$R_h = \text{Humedad relativa en los rangos } 0 \leq R_h \leq 1$$

Para resolver el problema del cálculo de recorrido de viento en 24 horas en kilómetros por día a una altura de 2 metros se hace referencia a la definición de viento geostrófico, el cual es una aproximación física al viento real. En él se considera que existe un equilibrio entre la fuerza de Coriolis y la fuerza generada por el gradiente de presión; aunque tal equilibrio rara vez es perfecto, en general, el viento geostrófico puede considerarse como una útil aproximación al viento real. Se denomina fuerza de Coriolis a la fuerza que hay que ejercer sobre un cuerpo para que no modifique su velocidad angular cuando varía su distancia respecto al eje, esto es análogo al caso de la fuerza necesaria para que un cuerpo con una distancia fija respecto al eje la mantenga, fuerza que se llama centrípeta y cuya ausencia produce la apariencia de fuerza llamada centrífuga.

La variación de la velocidad del viento con la altura en la capa de fricción se expresa generalmente por medio de un perfil de ley exponencial que se utiliza para estimar la velocidad del viento a una altura no mayor de 10 metros. En meteorología el perfil de ley exponencial se expresa como:

$$\frac{\bar{v}}{v_1} = \left(\frac{z}{z_1} \right)^k \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde \bar{v}_1 y z_1 son una velocidad y una altura de referencia. Se ha encontrado que un valor de 1/7 para k es aplicable para este tipo de casos.

El volumen de evaporación se obtiene:

$$V_{evap} = E_a \cdot A_{vaso} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

donde A_{vaso} es el área del vaso y está dada en metros cuadrados y es a la mitad del llenado.

El volumen de agua requerido estará dado por la suma de los requerimientos descritos, es decir:

$$V_u = V_R + V_B + V_c - V_{evap} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Es claro que el volumen de agua requerido para satisfacer las necesidades de la zona debe de ser menor al volumen de agua disponible en la cuenca en estudio.

Con los cálculos anteriores, es posible saber si las características de la cuenca cumplen con los requerimientos hidrológicos mínimos para llevar a cabo la obra.

La información necesaria se puede obtener en las instalaciones de la CONAGUA o en su sitio web www.cna.gob.mx, donde se presentan datos de estadística nacional, estatal o municipal en población, agricultura y ganadería; el uso de agua superficial y subterránea, su distribución y los lugares donde existe un veto en su utilización, así como las normas referentes a ella; en el INEGI, ya sea en sus instalaciones o en su dirección web www.inegi.gob.mx, se cuentan con cartas hidrológicas donde se marca la precipitación en cierto lugar y la localización de zonas vetadas en el uso del agua, entre otros.

2.5 Sismicidad

Es frecuente que el lecho del río se localice a lo largo de una falla; si existen indicios de actividad reciente y no existe otra alternativa que construir la presa en ese sitio, se deben de tomar medidas de protección contra el agrietamiento. Debido a lo anterior, el criterio de diseño en una zona sísmica es más conservador; se debe de tomar en cuenta el tamaño y función de la presa, ubicación del vaso, capacidad del embalse y la rapidez con que se puede vaciar. Según estudios, el análisis de confiabilidad sísmica de una presa debe de dar especial atención al mecanismo de falla por deslizamiento, agrietamiento transversal y daños debido a deslizamiento en fallas geológicas.

Al realizar el diseño respectivo, es necesario conocer la aceleración del terreno, el amortiguamiento y la frecuencia de ondas generadas por un sismo de la más alta intensidad probable en el lugar.

Los datos necesarios se podrían obtener con la ayuda del mapa sísmico elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM cuyo sitio web es www.iingen.unam.mx y una tabla de intensidades-tiempos de recurrencia, las cuales aportan una idea de las zonas sísmicas más activas del país; la CFE,

www.cfe.gob.mx, también cuenta con mapas sísmicos de la República Mexicana y cabe resaltar que es de gran ayuda el manual de diseño sísmico publicado por esta dependencia, de igual modo, en el INEGI, www.inegi.gob.mx, se encuentran cartas sísmicas de todo el país.

2.6 Estudios ambientales

El estudio de impacto ambiental permite conocer el impacto significativo y potencial de la modificación del medio ambiente ocasionado por una obra generada por el hombre, así como la forma de atenuarlo o evitarlo (Márquez y Gómez, 1988). La estructura general que debe de tener un estudio de evaluación de impacto ambiental es la siguiente:

- Descripción del proyecto
- Descripción del medio ambiente
- Identificación y evaluación de los impactos ambientales potenciales
- Identificación y proposición de medidas de mitigación de impactos adversos
- Conclusiones
- Recomendaciones

Los impactos ambientales que caracterizan a las presas están relacionados con el ecosistema acuático, uso de suelo, cambios climáticos locales, efectos sísmicos potenciales y aspectos estéticos del paisaje. Estas obras también modifican las características sociales, económicas y culturales de las poblaciones.

Como consecuencia de proyectos anteriores, se han dividido los impactos en tres categorías: social, de salud y ambiental. El impacto social se enfoca a mejorar el nivel de vida de los pobladores que estén involucrados en el proyecto. El impacto de salud tiene injerencia en la prevención de enfermedades debido a la propagación de insectos.

Por último, dentro de los principales impactos ambientales generados durante la construcción de la obra se pueden nombrar a la generación de polvos debido a la maquinaria, voladuras, transporte de rezaga, entre otros; el

bombeo y las inyecciones que pueden alterar el régimen geohidrológico y afectar manantiales y pozos cercanos; los bancos de préstamo, tiraderos, caminos de acceso y los portales de túneles provocan una alteración del paisaje, afectación de flora y fauna y pérdida de hábitat. No se debe de perder de vista que, sin remedio, existirán impactos adversos, cuyo costo ambiental la comunidad involucrada y el país están dispuestos a aceptar a cambio de un beneficio.

Cabe destacar que, el gobierno federal ha aumentado el interés por legislar la protección al medio ambiente, cuenta de ello es la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, donde en el Reglamento en Material de Impacto Ambiental, siendo su última revisión en mayo de 2000, regula la realización de obras y actividades que puedan causar un desequilibrio ecológico o contravenir las normas oficiales mexicanas (Jaime, 2003).

La información útil para este aspecto se puede obtener por medio de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) en su página web www.semarnat.gob.mx, como son las leyes, reglamentos y normas relativas al medio ambiente, los estudios de impacto ambiental necesarios, entre otros; además de las oficinas de gobierno del Estado y en su caso en los municipios.

2.7 Selección entre alternativas para el diseño y construcción

Un reconocimiento general de la zona es fundamental para poder establecer las posibles opciones de ubicación y para poder decidir sobre la alternativa que presente las mejores condiciones.

Existen varios factores que determinan la buena elección del lugar de la obra, pero se podría mencionar a la localización y a la elevación como los factores principales. En lo que respecta a la localización, la presa deberá colocarse en las cercanías de la zona en que será aprovechada el agua almacenada; de la elevación, es importante que esta sea mayor que las tierras que se pretenden regar, con el objeto de que la conducción sea por gravedad.

Después de identificar los diferentes sitios que pueden aprovecharse para realizar la obra, es necesario compararlos entre sí para definir cual de ellos presenta las mayores ventajas.

Este método consiste en comparar las diferentes alternativas y la mejor será aquella en que la suma de los valores asignados a todos y cada uno de los factores, es mayor.

Los rangos de valores que se proponen son los siguientes:

A = Muy favorable, valor numérico: 10

B = Favorable, valor numérico: 8

C = Poco favorable, valor numérico: 5

D = Nada favorable, valor numérico: 0

Tabla 2.6. Análisis de Alternativas para la Selección.

Factor de selección	Calificaciones de las alternativas en estudio		
	1	2	3
1. Generales			
1.1 Condiciones de los caminos de acceso a la obra			
1.2 Localización de bancos de préstamo de materiales			
1.3 La condición de humedad natural en los materiales			
1.4 La permeabilidad del embalse es adecuada para el proyecto			
1.5 El clima de la región no obstaculiza la ejecución de la obra			
2. Respecto de la Cortina			
2.1 El material en el lecho del río no presenta problemas			
2.2 Las laderas de apoyo son de buena calidad			
2.3 La pendiente en el eje de la cortina			
2.4 Se alcanza la altura necesaria para el proyecto			
2.5 La geología en la zona es adecuada			
3. Respecto del Vaso			
3.1 El área necesaria para inundación presenta problemas			
3.2 La permeabilidad del vaso es aceptable para el proyecto			
3.3 La estabilidad de taludes no genera problemas			
3.4 Las pérdidas por evaporación son aceptables para el proyecto			
3.5 La aportación de la cuenca es suficiente para el proyecto			
4. Otros aspectos			

Por otro lado, con el objetivo de proponer cierta metodología para la selección entre alternativas para el diseño de presas pequeñas, se plantea el uso de dos métodos de evaluación de externalidades, los cuales, por sus características se ajustan en gran medida a lo que se pretende; los métodos de evaluación de externalidades se desarrollan en el escenario económico, pero ello no significa que no se puedan adaptar a la solución de problemas similares.

El primer método es el llamado de selección contingente, el cual se basa en la creación de escenarios hipotéticos que requieren la toma de decisiones por parte de los entrevistados; existen tres formas para su aplicación, de estas, la clasificación puntual es la que mejor se adecua para el fin buscado. Este método plantea la creación de dos o más alternativas con sus características, es, desde este punto, donde se busca la adaptación de este método para la selección del lugar. Una vez expuestas las dos alternativas para diseñar la presa pequeña las personas entrevistadas deberán elegir, a su parecer, la mejor opción.

El segundo método es el denominado de dosis-respuesta, el cual estima el impacto que genera un cambio en el entorno de un receptor, establece un vínculo entre un nivel de alteración al medio (dosis) y algún impacto (respuesta) Con este método sería posible el estudio del impacto social, económico y ambiental que generaría la obra, de igual modo se tendrían que exponer las ventajas y desventajas de un lugar y otro con sus debidas alteraciones e impactos; ya que la dosis serían todas las alteraciones generadas por la obra y el impacto correspondería al comportamiento social, económico y ambiental después de ella (Jaime y Figueras, 2008).

A continuación se plantea un ejemplo para cada uno de los métodos propuestos. El caso a desarrollar es el diseño de una presa pequeña que servirá a la población en el abastecimiento de agua potable, en el riego de áreas de cultivo y abrevadero.

- Selección contingente. Con este método se crearán dos escenarios que reúnan el mayor número de características posibles y, en base a las dos alternativas expuestas, se elegirá la mejor opción.

Las características a evaluar se dividirán en tres aspectos: sociales, económicos y técnicos, desarrollándolos en la tabla correspondiente. A cada

aspecto se le asignará un valor numérico que depende de las circunstancias que lo rodean; al final de la evaluación por medio de las tablas, se sumarán los valores y la alternativa que contabilice mayor total será la mejor alternativa.

Este método se puede llevar a cabo por medio de evaluaciones separadas, es decir, suponiendo que el equipo de trabajo en la selección de alternativas sean de cinco personas, cada una deberá realizar la evaluación de las alternativas individualmente siguiendo este método, al concluir dicha evaluación se compararán los resultados y se elegirá la alternativa con mayor número de beneficios, resultado de las evaluaciones de los cinco estudios por el método de selección contingente.

En las tablas 2.7 y 2.8 se presentan preguntas referentes a los aspectos sociales y económicos de la población involucrada en el proyecto, las preguntas planteadas en dicha tabla buscan evaluar el nivel socio-económico en que se encuentra la población actualmente.

Los rangos de evaluación que se utilizarán en estas tablas serán:

De 0 a 20 % de la población: 1

De 21 a 40 % de la población: 2

De 41 a 60 % de la población: 3

De 61 a 80 % de la población: 4

De 81 a 100 % de la población: 5

Tabla 2.7. Aspectos Sociales

Aspectos Sociales	Calificación	
	A1	A2
a. ¿Qué porcentaje de la población cuenta con clínicas de salud y/o hospitales?		
b. ¿Qué porcentaje de la población acredita el nivel básico de estudios?		
c. ¿Cuál es el porcentaje de la población que goza del servicio de agua potable?		
d. ¿Cuál es el porcentaje de la población que goza del servicio de alcantarillado?		
e. El servicio de energía eléctrica a qué porcentaje de la población le llega		
f. De la población total qué porcentaje es emigrante		
g. ¿Qué porcentaje de la población debe de ser reubicada debido a la obra?		
h. ¿Qué porcentaje de la población es consciente del uso adecuado del agua?		
i. Del área a inundar a qué porcentaje de la población le perjudica		
j. Otros aspectos		

A1 = Alternativa uno

A2 = Alternativa dos

Tabla 2.8. Aspectos Económicos

Aspectos Económicos	Calificación	
	A1	A2
a. ¿Qué porcentaje de la población cuenta con teléfono, correo, señal satélite?		
b. ¿Qué porcentaje de la población se dedica a la agricultura?		
c. ¿Qué porcentaje de la población se dedica a la ganadería?		
d. ¿Qué porcentaje de la población se dedica a la producción artesanal?		
e. ¿Qué porcentaje de la población se dedica al comercio?		
f. ¿Qué porcentaje de la población ha tenido conflictos por el uso de agua?		
g. ¿Qué porcentaje de la población sería captado como mano de obra?		
h. ¿Qué porcentaje de la economía de la población depende de la agricultura y ganadería?		
i. Otros aspectos		

En la tabla 2.9 se presentan los aspectos técnicos de la presa pequeña, el rango de evaluación es el siguiente:

Nada favorable = 0

Poco favorable = 5

Favorable = 8

Muy Favorable = 10

Tabla 2.9. Aspectos Técnicos

Aspectos Técnicos	Calificación	
	A1	A2
a. Existen vías de acceso hasta el lugar del proyecto		
b. La aportación de la cuenca satisface las necesidades del proyecto		
c. Existen datos hidrológicos suficientes de la zona del proyecto		
d. Las pérdidas por evaporación son aceptables en el embalse de la presa		
e. El embalse cuenta con una permeabilidad aceptable en cuanto a filtraciones		
f. La localización de bancos de préstamo es cercana a la obra		
g. La topografía del sitio de la obra qué tan adecuada es		
h. La geología del sitio de la obra que tan adecuada es		
i. La topografía de la boquilla qué tan adecuada es		
j. La geología de la boquilla que tan adecuada es		
k. El clima de la región qué tan adecuado es para la ejecución de la obra		
l. Los depósitos aluviales en el lecho del río tienen una profundidad considerable		
m. La región se localiza en una zona sísmica		

n. El material de las laderas de apoyo qué tan adecuado es		
ñ. Es posible obtener la altura de la cortina requerida para el proyecto		
o. Otros aspectos		

Este método plantea la realización de encuestas, estas preguntas serán respondidas por los responsables del proyecto con el fin de ahondar en la selección de las dos alternativas propuestas; a continuación se presenta un listado de posibles preguntas.

1. ¿La relación costo/beneficio es aceptable?
2. ¿La zona de estudio propuesta es accesible para llevar a cabo los estudios previos sin llegar a un gasto mayor del necesario?
3. ¿Los estudios de aportación de agua de la presa toma en cuenta el crecimiento poblacional según la tendencia nacional?
4. ¿El proyecto elevará el nivel de vida de la población?
5. El presupuesto asignado para los estudios previos ¿es suficiente para obtener la información mínima requerida?
6. ¿Será posible una recuperación ambiental, ya sea parcial o total, debido al cambio ambiental que experimentará la zona afectada en consecuencia a la obra?
7. Toda la infraestructura que se desarrolle antes y durante la construcción de la obra ¿aportará desarrollo económico a la región?
8. El costo de operación y mantenimiento de la obra ¿será impedimento para el buen funcionamiento de la presa?
9. Durante y después de la construcción de la obra ¿se tendrá una derrama económica que beneficie a las poblaciones involucradas?
10. ¿El sitio puede ser explotado como zona de recreación?, es decir, deportes acuáticos, paseos por el embalse, desarrollo de zonas de recreación como zonas infantiles, zonas de ecoturismo, entre otras.

Una vez evaluadas las tablas y las preguntas planteadas se prosigue a valorar los resultados arrojados por ellas y obtener la mejor alternativa para el sitio de diseño de la presa pequeña; cabe señalar que los aspectos expresados en las tablas anteriores y las preguntas planteadas podrán ser modificadas o aumentadas dependiendo de las características que presente el proyecto.

Las ventajas que presenta este método son que pueden analizarse resultados derivados de una acción en su conjunto y los distintos atributos que de ella emanan; el valor determinado mediante las tablas asigna un peso específico a cada aspecto relacionado con la obra; el método minimiza la tendencia de dar mayor importancia a aspectos que no son tan relevantes para el estudio que se busca, debido a que con la presentación de las tablas y las preguntas se marcan de manera puntual los aspectos más significativos para la selección de la mejor alternativa.

Las desventajas que pueden presentarse son que las personas encuestadas no estén lo suficientemente familiarizadas con el proyecto; cuando se presenta una lista muy larga de aspectos a estudiar y de preguntas a contestar, se puede llegar a perder interés; se debe de tener especial cuidado en el momento de plantear las preguntas, debido que se puede generar alguna tendencia.

- Dosis-respuesta. Este método establece un vínculo entre el nivel de alteración de factores existentes (dosis) y el impacto que se genera en ellos (respuesta). Se establece un modo directo de valuar las consecuencias del proyecto y estima qué consecuencias traerían dichos cambios.

Este método, una vez definido el problema, plantea la identificación de dosis a evaluar, después propone una cuantificación del impacto y por último, compara el beneficio contra el costo de la obra.

De igual modo que el método anterior, el valor numérico asignado representará cuantitativamente el impacto que se genere en cada factor, siendo uno el menor y cinco el valor mayor que se podrá asignar a la respuesta; en este método se pueden presentar más de dos alternativas y compararlas entre si, al final se sumarán los valores y aquella alternativa que obtenga el mayor valor numérico será, según este método, la mejor alternativa de las propuestas. Esto se llevará a cabo por medio de la siguiente tabla. La respuesta que se le asigne a cada dosis podrá ser tomada de otros proyectos similares ya terminados, donde se podrá evaluar la consecuencia de cada acción tomada.

Tabla 2.10. Dosis-respuestas para la selección del sitio de proyecto

Dosis	Respuesta	A1	A2
a. Hidrología	Suficiente información hidrológica Aportación necesaria de la cuenca Estudio de uso del agua en las poblaciones Estudio de la avenida máxima Pérdida por evaporación aceptables		
b. Exploración	Información suficiente con bajo presupuesto Topografía adecuada Geología adecuada Localización de fallas geológicas Propiedades mecánicas del material Estudios en boquilla y embalse Buena localización de bancos de préstamo		
c. Ejecución de la obra	Generación de empleos directos e indirectos Creación de accesos a la obra Generación de infraestructura Derrama económica favorable a la población Impacto ambiental debido a su ejecución		
d. Inundación del área del embalse	Pérdida de tierras cultivables Pérdida de zonas para ganadería Generación de enfermedades Reubicación de familias Pérdida de flora y fauna Se generan deslizamientos de laderas		
e. Conclusión del proyecto	Elevación del nivel de vida de la población Capacitación de la población en el uso de agua Explotación de la zona con actividades turísticas Incremento de la actividad agrícola Operación y mantenimiento de la obra		
f. Otros aspectos			

A1 = Alternativa uno

A2 = Alternativa dos

Los aspectos establecidos en la tabla de dosis-respuesta pueden aumentarse y modificarse dependiendo las características del proyecto; incluso, dicha tabla se podrá dividir en los tres aspectos analizados en el método anterior, es decir, sociales, económicos y técnicos.

Se debe de tener especial cuidado en establecer el vínculo entre la dosis y la respuesta. Las ventajas que presenta este método son que brinda un buen indicador entre la acción y la consecuencia a ella; la información sobre el comportamiento después de la obra se puede obtener de otros proyectos semejantes.

Las desventajas que presenta son que ante la ausencia de una dosis, no se podrá obtener una respuesta, es decir, cabe la posibilidad de que no se tomen en cuenta aspectos importantes por omisión; las respuestas podrían ser subestimadas y no representar la verdadera acción.

3. HIDROLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA PEQUEÑA

Según la SEMANART, la hidrología es la ciencia que estudia las aguas terrestres, su origen, movimiento, distribución en nuestro planeta, propiedades físicas y químicas, interacción en el medio ambiente físico y biológico e influencia en las actividades humanas.

La hidrología de una región está determinada por sus patrones de clima, topografía, geología, vegetación, desarrollos agrícolas, industriales, silvícolas y urbanos.

3.1 Ciclo hidrológico

Para llevar a cabo el estudio de la cantidad de agua disponible en un sitio, es necesario conocer el denominado ciclo. Debido a esta necesidad, a continuación se presenta una breve descripción del Ciclo Hidrológico (Fig. 3.1).

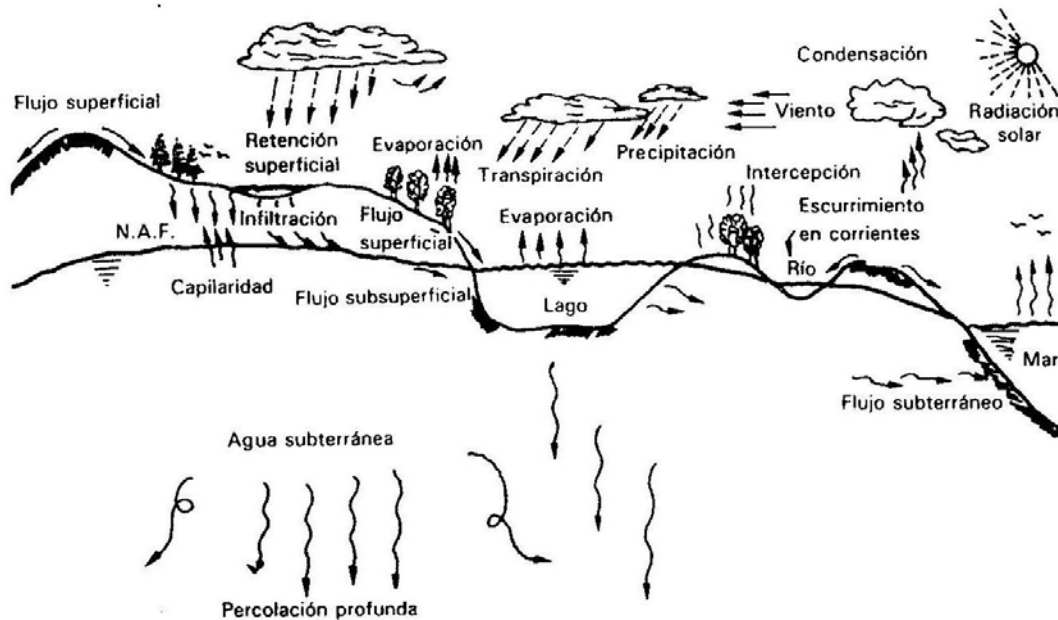


Figura 3.1. Ciclo del agua (Aparicio, 2001)

Dicho ciclo se inicia con la evaporación del agua de las grandes superficies de almacenamiento gracias a la acción de los rayos solares y el viento, trasladándose hacia capas superiores de la atmósfera, esta evaporación es la formadora de nubes que, al condensarse, forman la lluvia, el granizo o la

nieve; una vez que ocurre la precipitación sobre la superficie, una parte queda retenida para volverse a evaporar, otra cantidad se infiltra en el suelo y una pequeña parte escurre, formando los cauces naturales por los que regresa a los grandes almacenamientos, lugar donde se reinicia el ciclo.

Se estima que el 96.5 % del agua del planeta se encuentra en los océanos; del resto, el 1.7 % se encuentra en los hielos polares, otro 1.7 % en manantiales subterráneos y sólo el 0.1 % en los sistemas de agua superficial y atmosférica. Cabe señalar que la evaporación desde la superficie terrestre consume el 61 % de la precipitación total, el 39 % restante conforma el escurrimiento hacia los océanos, principalmente como agua superficial.

En razón a que el escurrimiento que se genera en el ciclo hidrológico es poco, se hacen necesarias las obras de almacenamiento y conservación de agua. Las primeras, se realizan en regiones donde la corriente cesa de manera total o se reduce en el año. En los proyectos se debe asegurar que:

- 1.- La corriente sea suficiente para producir el gasto mínimo regulado requerido para el proyecto.
- 2.- Que dicho almacenamiento no produzca alteraciones en la calidad de agua.

En cuanto a las obras de conservación se refiere, tienen como objetivo regular el nivel del agua en lagos poco profundos, pantanos o estanques; también se pueden incluir los proyectos para almacenar o derivar una corriente para su preservación, transformándola de agua superficial en agua subterránea por el proceso de infiltración. En dichos proyectos, se presenta un problema a considerar que es la pérdida de agua por evaporación (CFE, 1980).

3.2 Conceptos y características principales de una cuenca

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida (Aparicio, 2001).

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida

está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar (Fig 3.2).

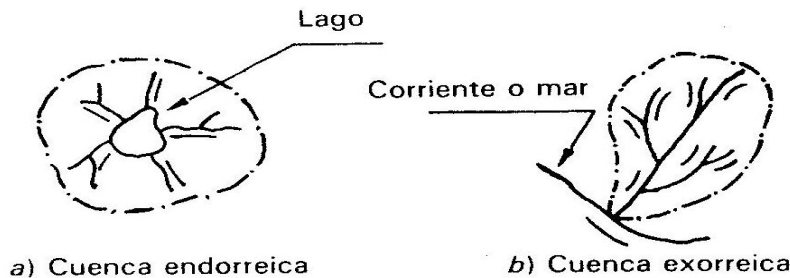


Figura 3.2. Tipos de cuenca (Aparicio, 2001)

La superficie de la cuenca se encuentra limitada por la línea del parteaguas. El parteaguas es una línea imaginaria que une los puntos de mayor elevación del nivel topográfico y a su vez divide al escurrimiento en direcciones contrarias separando a la cuenca en estudio de las cuencas vecinas (Fig 3.3). El área de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas. De acuerdo al tamaño de la cuenca (Cisneros, 2004), éstas se clasifican en:

- Grandes: Comprenden a las cuencas con superficies mayores a 50 000 km²
- Medianas: Se refieren a las cuencas con superficies comprendidas entre 1 000 y 50 000 km²
- Pequeñas: Corresponden a las superficies inferiores a 1 000 km²

La longitud de la cuenca se define como la línea recta que une el nacimiento del cauce con su desembocadura, esta definición se aplica a cuencas simétricas. En cuencas irregulares (Fig 3.4), se determina con la longitud de la línea curva que pasa por los centros de los círculos inscritos dentro de la línea del parteaguas.

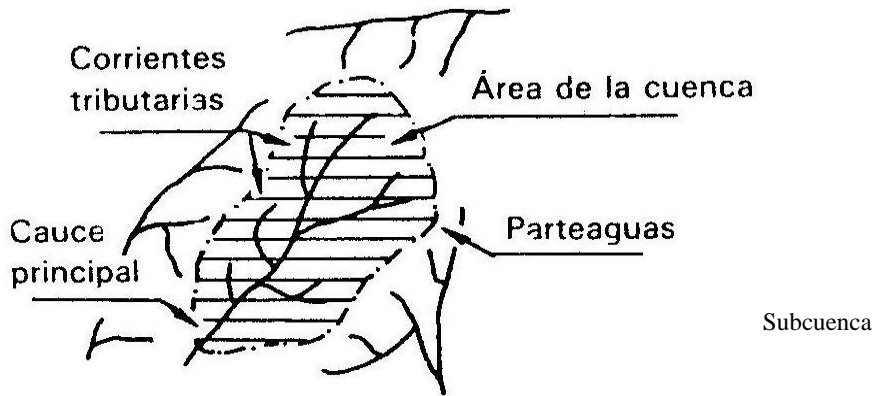


Figura 3.3. Características de la cuenca

El ancho de la cuenca es la distancia que une los puntos opuestos de la línea del parteaguas según una línea en dirección perpendicular a la línea de longitud de la cuenca (Fig 3.4).

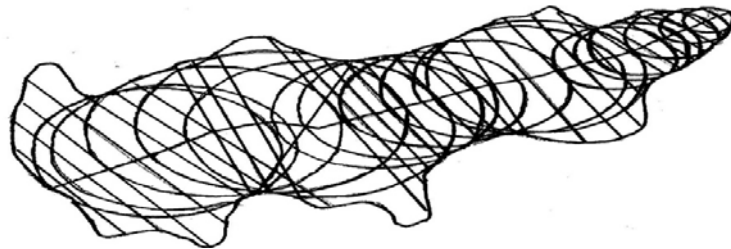


Figura 3.4. Longitud en cuencas irregulares (Cisneros, 2004)

La red de drenaje son los escurrimientos que confluyen a un cauce principal y se han identificado diversos patrones de drenaje que son función de las características fisiográficas de una región (Fig 3.5). Los patrones de tipo dendrítico o ramificado son comunes en rocas y mantos intemperizados que resisten uniformemente a la erosión (a). Los tributarios derivan y erosionan desde aguas arriba de forma aleatoria, lo que resulta en pendientes sin dirección ni orientación predominantes. Los patrones rectangulares se presentan en áreas donde las corrientes siguen la dirección de las rocas más fracturadas (b). Los patrones de enrejado se presentan donde las rocas se disectan al no tener una resistencia uniforme a la erosión, de tal manera que la extensión y recorrido de los tributarios depende de esta resistencia (c y d).

La corriente principal de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma.

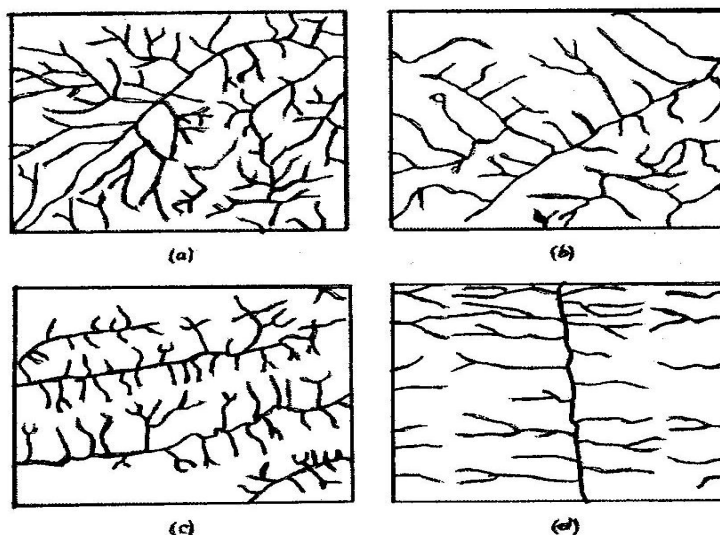


Figura 3.5. Red de drenaje (Cisneros, 2004)

Esta definición se aplica sólo a las cuencas exorreicas. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal. Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias o a los puntos de salida se denominan cuencas tributarias o subcuencas; entre mayor sea el grado de bifurcación de su sistema de drenaje, más rápida será su respuesta a la precipitación.

En cuanto al orden de corrientes se tiene que, una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, así sucesivamente. Dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una corriente de orden 4, pero, por ejemplo, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3 (Aparicio, 2001). El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente principal de salida; así, por ejemplo, el orden de la cuenca de la figura 3.6 es 4.

Otro indicador del grado de bifurcación o eficiencia de una cuenca es la densidad de corrientes D_s , definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área (Aparicio, 2001).

$$D_s = \frac{N_s}{A} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde: N_s : Número de corrientes perennes e intermitentes

A : Área de la cuenca

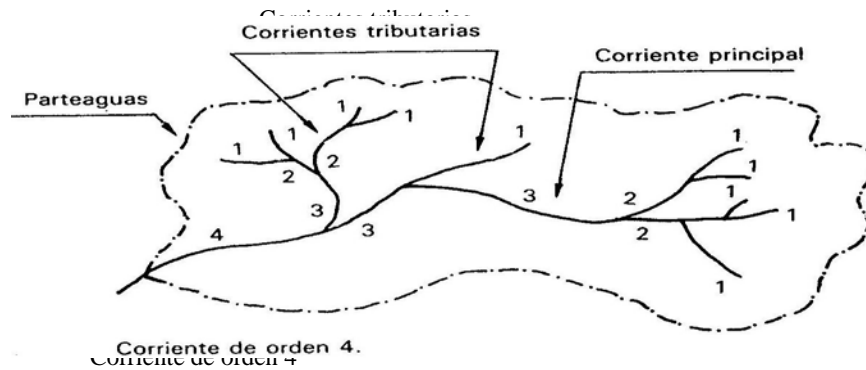


Figura 3.6. Orden de corrientes (Aparicio, 2001)

Una densidad elevada refleja una cuenca altamente disectada, que responde rápidamente a una tormenta. Las densidades pequeñas se observan donde los suelos son muy resistentes a la erosión o muy permeables; donde este indicador es elevado, los suelos se erosionan fácilmente o son relativamente impermeables, las pendientes son altas y la cobertura vegetal es escasa.

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado a que esta pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; para ello existen varios métodos (Aparicio, 2001), de los cuales se citan tres:

a). La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta; en otras palabras, considera que dicha pendiente es igual a la de la línea recta que une el nacimiento con su desembocadura, (Fig 3.7).

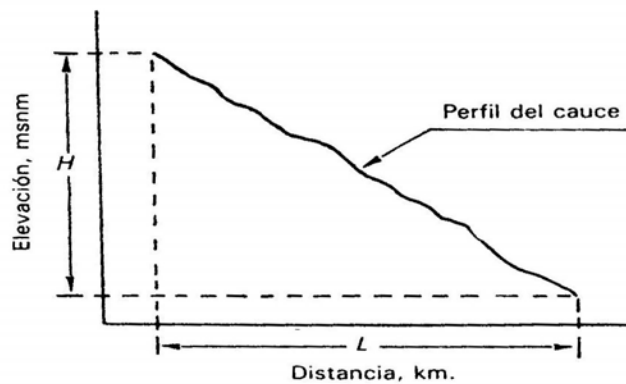


Figura 3.7. Pendiente media (Aparicio, 2001)

b). La pendiente compensada es la de una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas abajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y debajo de dicha línea; si estas rectas son las mínimas posibles, entonces la pendiente de la recta trazada es la pendiente del cauce (Fig 3.8).

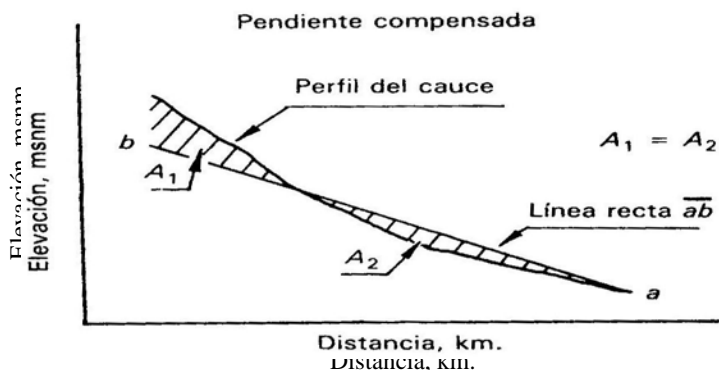


Figura 3.8. Pendiente compensada (Aparicio, 2001)

c). Criterio de Taylor y Schwarz. Se propone calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión (Fig 3.9); consiste en dividir el perfil del cauce en m tramos de igual longitud, cada uno de los cuales tiene su propia pendiente y que se calcula cómo sigue:

$$S_i = \frac{E_i - E_{i+1}}{\Delta x} \quad (\text{Ec.3.2})$$

Donde:

$$S_i = \text{Pendiente del tramo } i \quad E_{i+1} = \text{Elevación de la estación } i+1$$

$$E_i = \text{Elevación de la estación } i \quad \Delta x = \text{Longitud el tramo } m$$

A continuación se presenta la ecuación para calcular la pendiente media con el Criterio de Taylor y Schwarz para m tramos de longitudes diferentes:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \frac{l_3}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad \dots(\text{Ec. 3.3})$$

donde l_i es la longitud del tramo i .

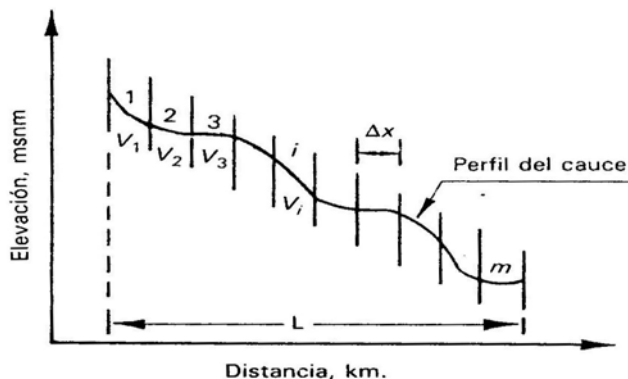


Figura 3.9. Criterio de Taylor y Schwarz. (Aparicio, 2001)

La clasificación de corrientes más representativa para la hidrología es:

a). Por el tiempo en que transportan agua.

En una corriente perenne el punto más bajo del cauce se encuentra siempre abajo del nivel de aguas freáticas. Estas corrientes transportan agua durante todo el año y siempre están alimentadas, total o parcialmente, por el agua subterránea, es decir, son efluentes (Fig 3.10a). Una corriente intermitente (Fig 3.10b) transporta agua durante la época de lluvias de cada año, cuando el nivel freático asciende hasta quedar por encima del punto A. En época de sequías el nivel freático queda por debajo de dicho punto y la corriente no transporta agua, salvo cuando se presenta alguna tormenta. En las corrientes efímeras o influentes el nivel freático está siempre abajo del punto A (Fig 3.10c) y transportan agua inmediatamente después de una tormenta y, en este caso, alimentan a los almacenamientos de agua subterránea.

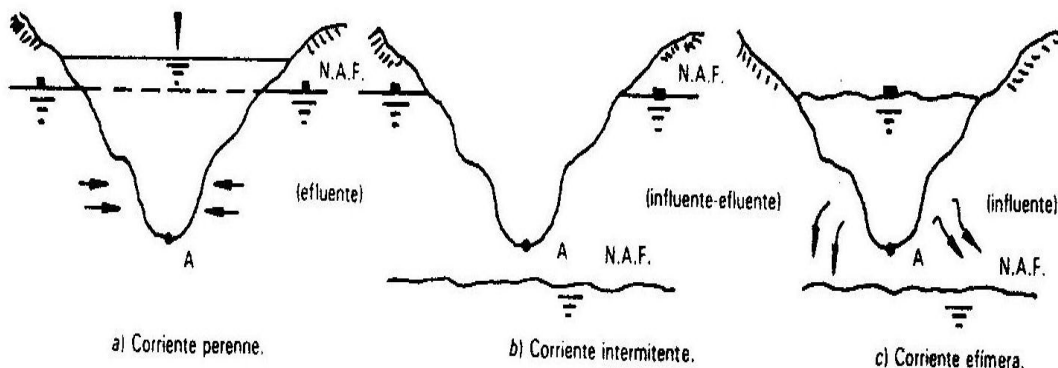


Figura 3.10. Clasificación de corrientes por el tiempo en que transportan agua. (Aparicio, 2001)

b). Por su posición topográfica.

Los ríos de montaña son característicos de cotas elevadas sobre el nivel del mar, tienen grandes pendientes y pocas curvas y debido a las grandes velocidades que alcanza el agua, sus cauces están formados por cantos rodados con un poco de grava y prácticamente sin finos. Los ríos de transición presentan algunas curvas con velocidades de agua moderadas y cauces formados básicamente por grava, cantos rodados y arena. Los ríos de planicie presentan numerosos meandros debido a las bajas velocidades del agua, su cauce se forma por arenas y finos (Fig 3.11).

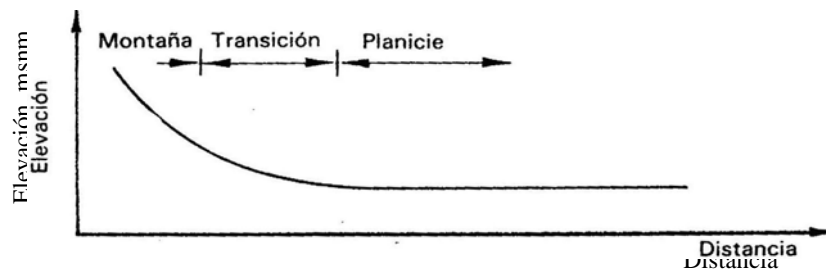


Figura 3.11. Clasificación de corrientes por su posición topográfica o edad geológica (Aparicio, 2001)

3.3 Precipitación

Se le llama precipitación al agua que llega a la superficie terrestre proveniente de la atmósfera y se presenta en forma de lluvia, granizo o nieve. Existen tres tipos de precipitación que son generados debido al mecanismo que provoca el levantamiento del aire húmedo, estos son:

1. Precipitación Convectiva. Se produce en zonas donde la velocidad del viento es pequeña y la radiación solar muy grande, esta precipitación afecta áreas reducidas que son del orden de 25 a 50 km² y su intensidad varía entre lloviznas ligeras y aguaceros. Es común en la región del trópico (Fig 3.12).

2. Precipitación Ciclónica. Está asociada al paso de ciclones y afecta zonas muy extensas (Fig 3.13). Se puede dividir en dos tipos:

a). Frontal. Originada por el levantamiento de aire caliente sobre el frío y puede ocurrir cuando el aire caliente se mueve hacia el frío o viceversa. Si se presenta el primer caso, se dice que se tiene una precipitación producida

por un frente caliente y si se presenta de modo contrario, se dice que se tiene una precipitación producida por un frente frío.

b). Por Convergencia. Es causada por la tendencia del aire húmedo a converger hacia el centro del ciclón.

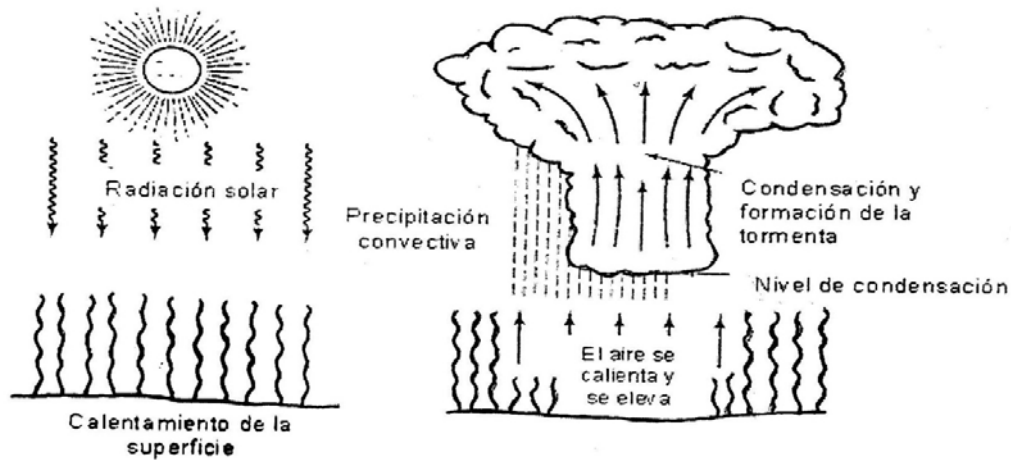


Figura 3.12. Precipitación convectiva (Cisneros, 2004)

Un ciclón es una región de baja presión alrededor de la cual el aire fluye en una dirección contraria a las manecillas del reloj en el hemisferio norte o en la misma dirección en el hemisferio sur (Chow et al, 1994); los ciclones tropicales se forman en las bajas latitudes y pueden convertirse en huracanes.

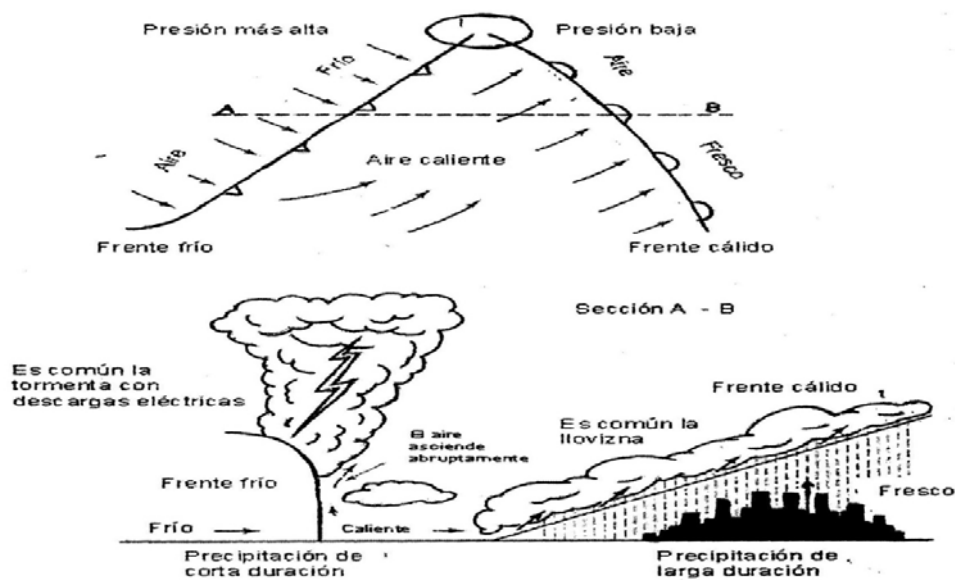


Figura 3.13. Precipitación ciclónica (Cisneros, 2004)

3. Precipitación Orográfica. Se debe a la presencia de zonas montañosas en la parte continental. Cuando los vapores cargados de humedad encuentran una zona montañosa o bien, pasan de una zona de clima cálido a otra de clima frío, las masas de aire se elevan y se enfrían, condensando la humedad que llevan formando nubosidades que se precipitan cuando desciende la temperatura; su distribución en el espacio está relacionada con las pendientes del terreno (Fig 3.14).

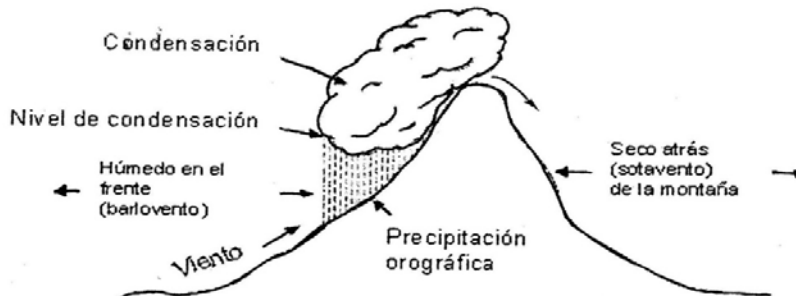


Figura 3.14. Precipitación orográfica (Cisneros, 2004)

Las lluvias presentan una gran variación en el espacio y en el tiempo, estas pueden representarse por medio de mapas de isoyetas. Una isoyeta es una línea de igual precipitación. Los mapas de isoyetas se construyen interpolando información de lluvia que se registra en sitios con pluviógrafos o pluviómetros. Un registro de pluviógrafo está compuesto por un conjunto de alturas o láminas de lluvia que se registran en intervalos de tiempos sucesivos durante 24 horas. Un pluviómetro proporciona la altura de precipitación cada 24 horas (de 8:00 a.m. a 8:00 a.m. del día siguiente).

Un dato importante que debe de determinarse a partir de registros históricos de lluvias es la lámina promedio de lluvias sobre un área determinada, por ejemplo una cuenca. Los aparatos que se utilizan para medir la precipitación registran la lluvia puntual y para los cálculos hidrológicos es necesario conocer la cantidad de lluvia media en una zona; a continuación se presentan 3 métodos para el cálculo de la precipitación:

1. Método de la Media Aritmética. Es el método más sencillo para determinar la lluvia promedio sobre un área. Consiste en obtener el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada estación usada en el análisis. Este método da buenos resultados siempre y cuando los

pluviómetros o pluviómetros se distribuyan de manera uniforme sobre el área y sus mediciones individuales no varíen de manera considerable con la media (Fig 3.15).

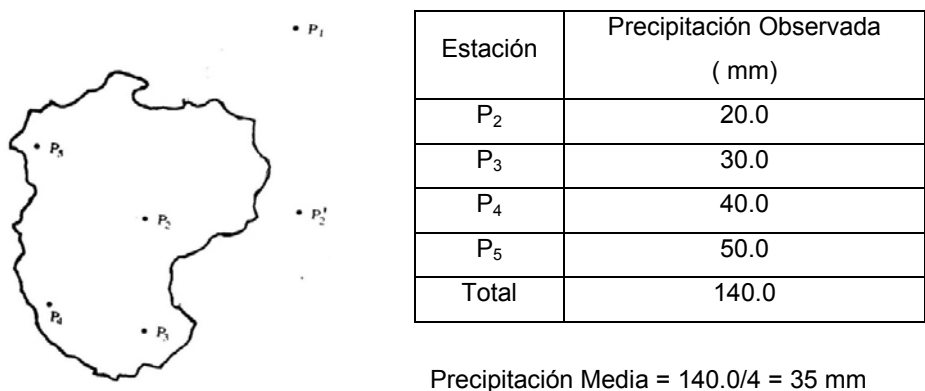


Figura 3.15. Método de la media aritmética (Chow et al, 1994)

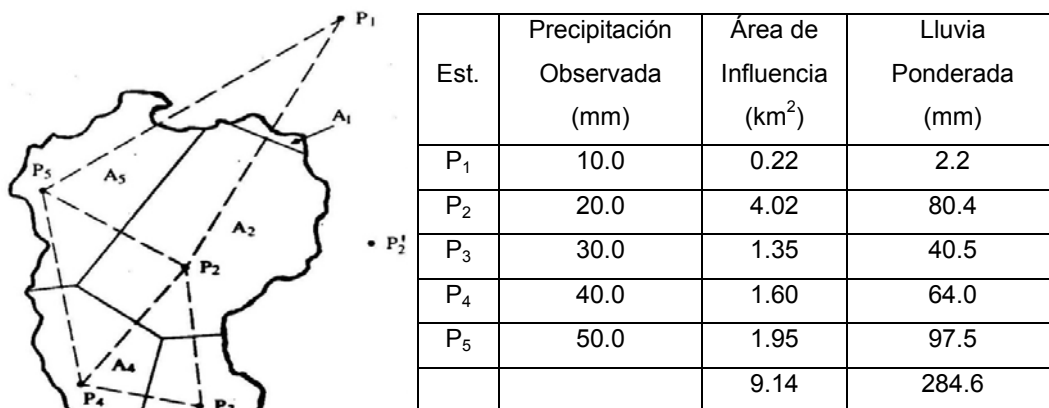
2. Método de Thiessen. Si se tiene en cuenta que existen pluviómetros más representativos que otros, se puede asignarles un peso relativo para el cálculo del promedio del área. Este método establece que en cualquier punto de la cuenca la lluvia es igual a la que se registra en el pluviómetro más cercano; la altura registrada en un pluviómetro dado se aplica hasta la mitad de la distancia a la siguiente estación pluviométrica en cualquier dirección. Los pesos relativos de cada pluviómetro se determinan en las áreas correspondientes de aplicación de la red de Thiessen, cuyas fronteras están formadas por los bisectores perpendiculares a las líneas que unen pluviómetros adyacentes (Fig 3.16). Si existen J pluviómetros y el área de la cuenca que se asigna a cada uno de ellos es A_j y P_j es la lluvia registrada en el pluviómetro j -ésimo, la precipitación promedio para la cuenca sobre el área es:

$$\bar{P} = \frac{1}{A} \sum_{j=1}^J A_j P_j \quad (\text{Ec. 3.4})$$

donde el área de la cuenca es $A = \sum_{j=1}^J A_j$. Este método es poco flexible debido a que se tiene que construir otra red de Thiessen para una nueva distribución de los pluviómetros y no toma en cuenta, de manera directa, la influencia de la orografía en la lluvia. El procedimiento es el siguiente:

- a). Se unen, mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre sí. Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas.
- b). Se trazan líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos. Mediante geometría elemental, las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un solo punto.
- c). Cada estación pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas del paso b, que forman los llamados polígonos de Thiessen y, en algunos casos, también por el parteaguas de la cuenca.
- d). La lluvia media se calcula como un promedio pesado en las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente.

El área encerrada por los polígonos de Thiessen será el área de influencia de la estación correspondiente.



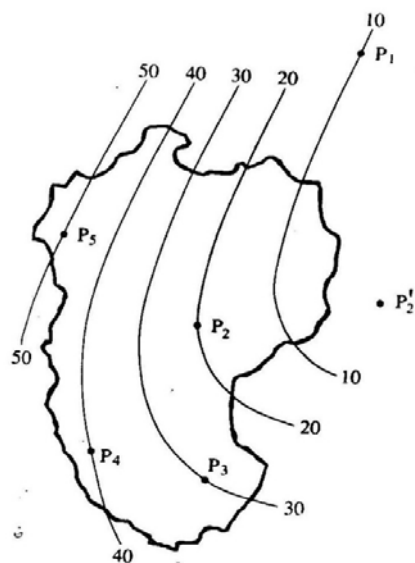
$$\text{Precipitación Media} = 284.6/9.14 = 31.1 \text{ mm}$$

Figura 3.16 Método de Thiessen (Chow et al, 1994)

3. Método de las Isoyetas. Este método supera algunas de las deficiencias que presenta el método de Thiessen mediante el uso de isoyetas, utilizando las láminas que se observan en los pluviómetros e interpolando entre pluviómetros adyacentes (Fig 3.17). Una vez que se ha construido el mapa de isoyetas, se mide el área A_j entre cada par de isoyetas en la cuenca y se multiplica por el promedio P_j de las alturas de lluvia de las dos isoyetas

adyacentes para calcular la precipitación promedio sobre el área utilizando la ecuación 3.4; el inconveniente es que para construir el mapa se necesita una red densa de medidores. Básicamente, este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen los puntos de igual altura de precipitación, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía (Aparicio, 2001).

Varios investigadores han llegado a la conclusión de que todos los métodos dan resultados comparables, especialmente cuando el periodo es largo; es decir, los distintos métodos varían más de uno a otro cuando se aplican a la información de precipitación diaria que cuando se aplican a la precipitación anual (Chow et al, 1994).



Isoyetas (mm)	Precip Media (mm)	Área entre Isoyetas (km ²)	Vol de Precip. (mm)
	5*	0.88	4.4
10	15	1.59	23.4
20	25	2.24	56.0
30	35	3.01	105.4
40	45	1.22	54.9
50	53	0.20	10.6
		9.14	255.2

*Estimado

$$\text{Precipitación Media} = 255.2/9.14 = 27.9 \text{ mm}$$

Figura 3.17. Método de las isoyetas (Chow et al, 1994)

3.4 Escurrimiento

El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca; debido a sus diferentes características es recomendable dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo (Fig 3.18).

Suponiendo que en la cuenca llueve uniformemente, se pueden distinguir 4 etapas para la formación del escurrimiento:

1. La primera etapa coincide con el inicio de la lluvia; durante cierto tiempo no se formará escurrimiento superficial ya que toda el agua que precipita es infiltrada en el terreno.
2. En esta etapa se presentan las primeras señales del escurrimiento donde los gastos de las corrientes aumentan hasta alcanzar su valor máximo.
3. La tercera etapa se distingue porque los gastos permanecen constantes hasta el momento en que cesa la lluvia.
- 4.- La cuarta etapa se presenta al término de la lluvia donde el escurrimiento superficial disminuye rápidamente (Cisneros, 2004).

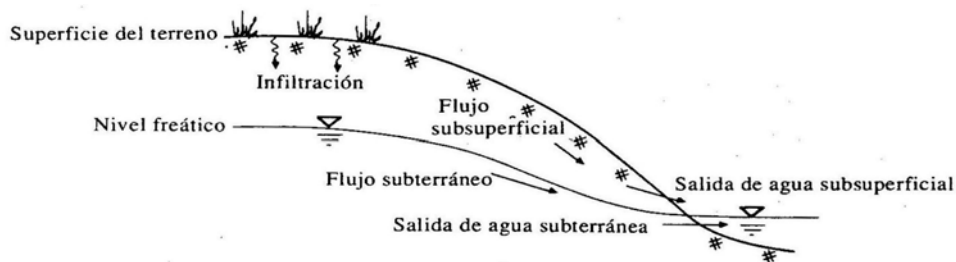


Figura 3.18. Clases de escurrimiento (Chow et al, 1994)

De esta forma, parte del agua que conducen los ríos se debe al flujo por las superficies; sin embargo, existen otros dos tipos de contribuciones: el agua subsuperficial y el agua subterránea. La primera fluye casi paralela a la superficie a poca profundidad y la segunda se debe al agua que se encuentra en la zona de saturación del subsuelo (Aparicio, 2001).

Debido a que las velocidades de las contribuciones dependen de las condiciones del suelo, se ha clasificado al escurrimiento, en términos de su rapidez, en dos clases:

a).- El escurrimiento directo. Este se forma por los flujos de superficie y subsuperficial rápido, es el que tiene una respuesta inmediata a la lluvia y se considera como el resultado de la lluvia efectiva o en exceso.

b).- El escurrimiento base. Está formado por los flujos subsuperficial lento y el subterráneo, es el que no depende en principio de la lluvia de la tormenta inmediata anterior. A este tipo de escurrimiento se debe la existencia de corrientes con flujo todo el año, las cuales se les llama perennes.

3.5 Hidrograma

La curva masa es la representación de la altura de precipitación acumulada a través del tiempo, desde el inicio de la tormenta hasta su cese (CFE, 1980). En la figura 3.19 se muestra la curva masa de una estación, los datos se obtienen de un pluviógrafo.

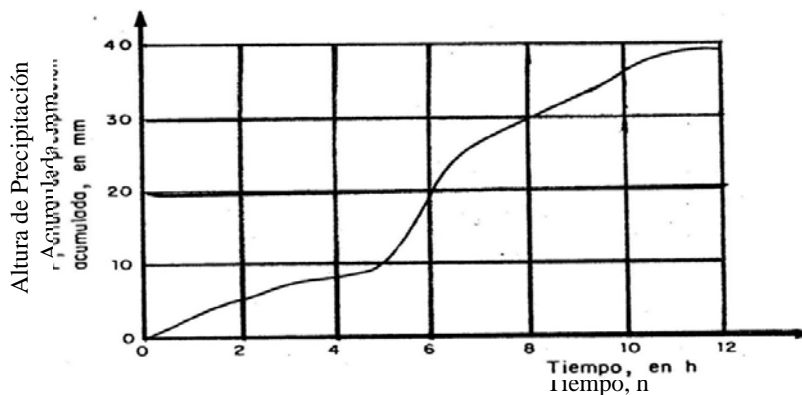


Figura 3.19. Curva masa (CFE, 1980)

El hietograma es una representación mediante barras verticales de la variación de la altura de precipitación con respecto a intervalos de tiempo constantes (CFE, 1980). Utilizando la curva masa se puede obtener el hietograma respectivo mediante los siguientes pasos:

1. Se divide la curva en intervalos de tiempo constante, Δt
2. Se obtiene la altura de precipitación hasta el final de cada intervalo de tiempo.
3. Se calculan las diferencias de precipitación entre cada intervalo.
4. Se grafican los valores obtenidos en el punto anterior (Figura 3.20).

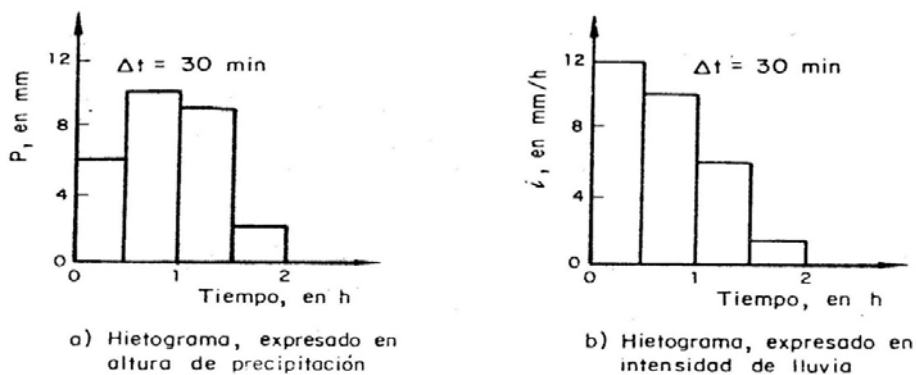


Figura 3.20. Hietogramas (CFE, 1980)

Para expresar el hietograma en términos de precipitación de la intensidad de lluvia; sólo se divide cada uno de los valores obtenidos de precipitación entre el intervalo de tiempo Δt .

Si se mide el gasto que pasa de manera continua durante todo un año a través de una sección transversal determinada en un río y se grafican los valores obtenidos contra el tiempo, se puede obtener una gráfica como se muestra (Fig. 3.21).

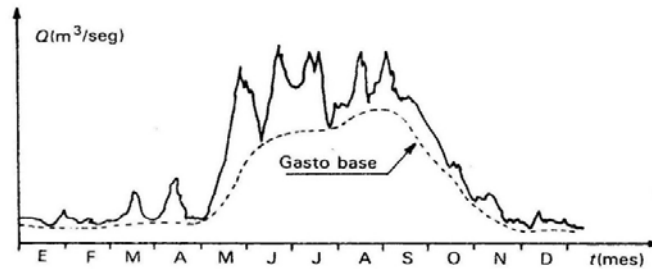


Figura 3.21. Hidrograma de tormentas consecutivas (Aparicio, 2001)

Toda gráfica que relacione el gasto contra el tiempo recibe el nombre de hidrograma (Aparicio, 2001); de modo general es posible distinguir las siguientes partes (Fig 3.22):

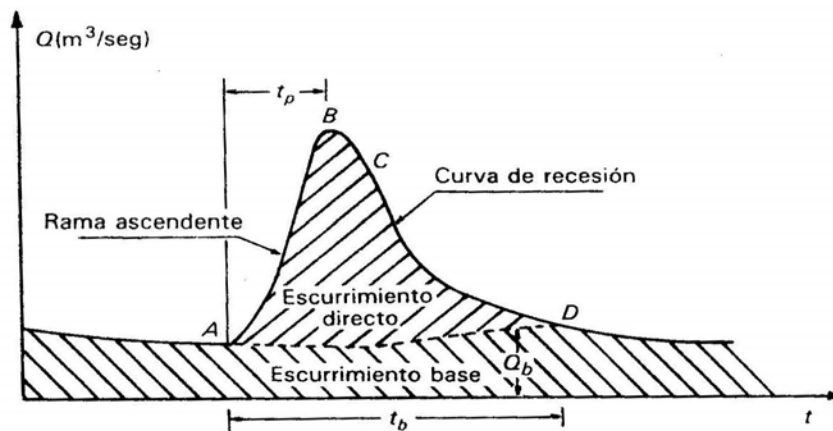


Figura 3.22. Hidrograma (Aparicio, 2001)

- Punto de Levantamiento (A). En el punto A, el agua originada por la tormenta en estudio comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ya ha transcurrido cierto tiempo de lluvia, esto

depende de varios factores como el tamaño de la cuenca, su red de drenaje, suelo, la intensidad de la lluvia o duración, entre otros.

- Pico (B). Es el gasto máximo que se produce por la tormenta.
- Punto de Inflexión (C). En este punto termina el flujo sobre el terreno y sólo resta el escurrimiento en las corrientes y el escurrimiento subterráneo.
- Final de Escurrimiento Directo (D). A partir de este punto sólo existe escurrimiento subterráneo.
- Tiempo Pico (t_p). Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento (A) hasta el máximo del hidrograma.
- Tiempo Base (t_b). Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento (A) hasta el punto final del escurrimiento directo (D). Por lo tanto, es el tiempo que dura el escurrimiento directo.
- Rama Ascendente. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el máximo que se registra.
- Rama Descendente o Curva de Recesión. Va desde el punto máximo del hidrograma hasta el final del escurrimiento directo. Tomada a partir del punto de inflexión se denomina curva de vaciado de la cuenca (Aparicio, 2001).

El área bajo la curva es el volumen total escurrido; el área bajo el hidrograma y arriba de la línea de separación entre gasto base y gasto directo es el volumen de escurrimiento directo.

Para distinguir el final del escurrimiento directo (D) se han generado varios métodos; a continuación se describen tres:

- a) El método más simple consiste en trazar una línea recta horizontal a partir del punto A del hidrograma. Este método sobrestima el tiempo base y el volumen de escurrimiento directo.
- b) Otro método es determinar una curva tipo vaciado del escurrimiento base, analizando varios hidrogramas y seleccionando aquellos tramos en que sólo exista escurrimiento base. Por ejemplo, se ilustran en la figura 3.23 los tramos a-b, c-d, e-f y g-h. Dichos tramos se dibujan en papel semilogarítmico de modo que sus extremos sean tangentes a una línea (Fig 3.24). Si uno de los tramos seleccionados

está formado por escurrimiento directo, se notará que no es tangente a la línea trazada, por lo tanto se elimina del análisis. La línea que resulta recibe el nombre de curva de vaciado del gasto base. El punto D se localiza superponiendo la curva de vaciado a la curva de recesión del hidrograma, cabe mencionar que se debe de tener cuidado con el uso de las escalas (Fig 3.25). El punto que indica el final del escurrimiento directo (D) se encuentra donde ambas líneas se separan. Este método tiene la desventaja de que se requieren varios hidrogramas registrados anteriormente.

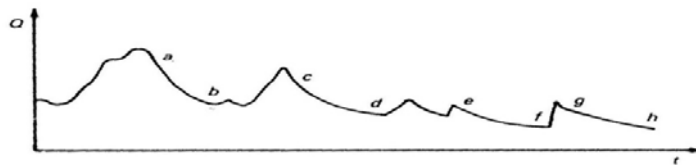


Fig 3.23. Tramos de escurrimiento base (Aparicio, 2001)

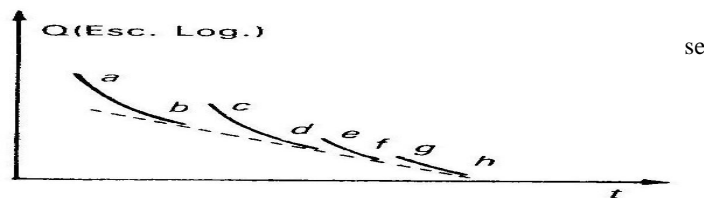


Figura 3.24. Tramos tangentes (Aparicio, 2001)

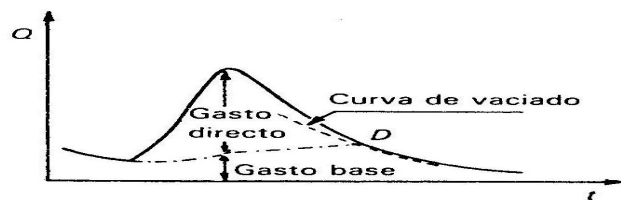


Figura 3.25. Superposición de la curva de vaciado a la curva de recesión (Aparicio, 2001)

- c) Este método trata de la relación entre el tiempo de vaciado y el área de la cuenca, obteniendo la siguiente expresión:

$$N = 0.872A^{0.2} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

donde:

N = tiempo de vaciado del escurrimiento directo en días

A = área de la cuenca en km^2 .

El punto D del hidrograma estará un tiempo de N días después del pico (Fig 3.26). Este método es útil en cuencas con un área no menor de 3 km^2 y en general sus resultados son aceptables.

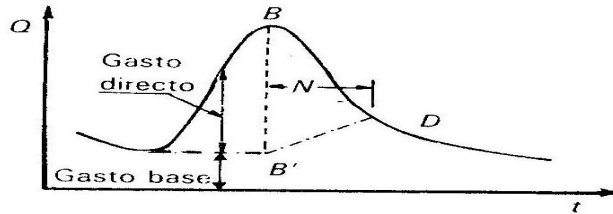


Fig 3.26. Correlación con la expresión de N (Aparicio, 2001)

Una vez localizado el punto que indica el final del escurrimiento directo (D) sólo resta trazar la línea de separación entre el gasto base y el gasto directo; para esto se proponen dos procedimientos. El primero, se traza una línea recta desde el punto A hasta el punto D. El segundo, se trazan dos líneas rectas, una horizontal a partir del punto A hasta el tiempo en que ocurre el pico y otra desde este punto hasta el punto D (Fig 3.26).

En cualquiera de estos métodos se puede aceptar un error en la posición de D de una o dos veces la duración de la tormenta, pues el área bajo esta parte del hidrograma es sólo un pequeño porcentaje del volumen total escurrido.

La forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía de una cuenca a otra e incluso de tormenta a tormenta. Algunos de los factores que determinan las características hidráulicas del sistema natural de drenaje son la pendiente, la rugosidad de las paredes del drenaje, el área de drenaje, almacenamientos naturales o artificiales en el trayecto, longitud de la corriente, condición de humedad antecedente y otros factores como la vegetación, modificaciones de la sección del cauce, entre otras, como consecuencia de esto existen algunas interpretaciones en los hidrogramas (Fig 3.27) como: a) el efecto de una pendiente fuerte o suave, b) la rugosidad del cauce, c) el poco o mucho almacenamiento que se pueda presentar en el trayecto, d) la densidad del drenaje y e) la longitud del cauce (Cisneros, 2004).

El hidrograma unitario se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria,

duración d_e y repartida uniformemente en la cuenca (Aparicio, 2001) o como el hidrograma de escurrimiento directo resultante de un centímetro de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva (Chow et al, 1994).

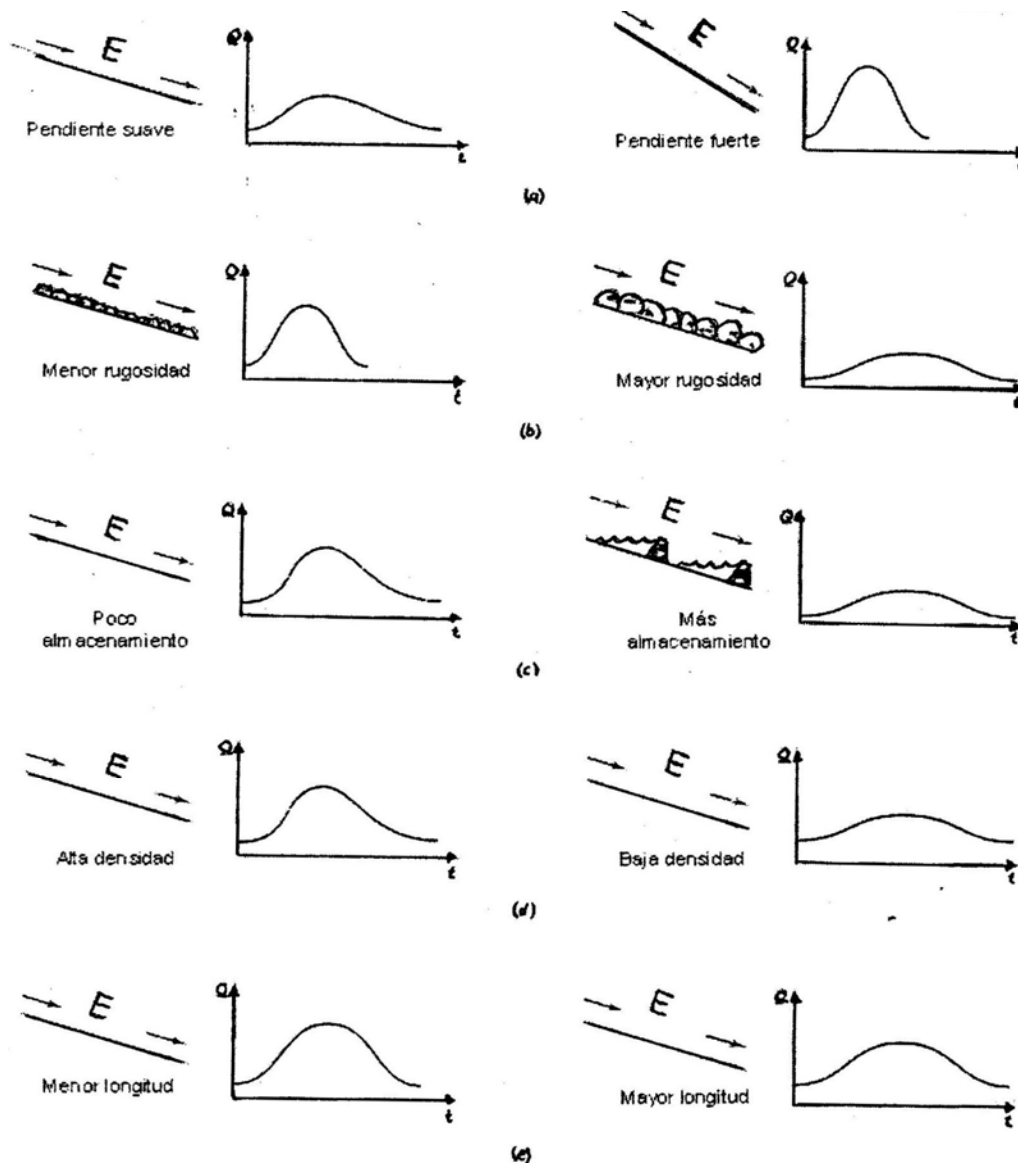


Figura 3.27. Interpretación de hidrogramas (Cisneros, 2004)

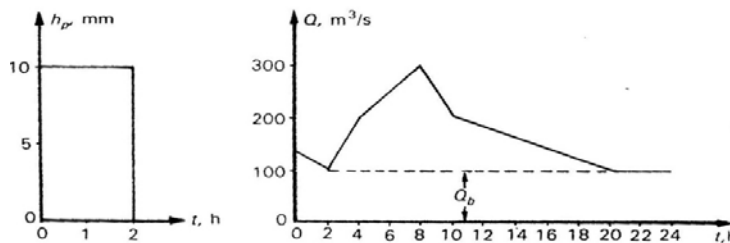
El método del hidrograma unitario considera la altura total de la precipitación, el área de la cuenca, su forma, pendiente, vegetación, entre otros factores. Este método lo desarrollo originalmente Sherman en 1932 y las hipótesis en las que se basa son las siguientes:

1. Tiempo Base Constante. Para una cuenca dada, la duración total del escurrimiento directo o tiempo base es la misma para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, sin importar el volumen total escurrido.

2. Linealidad o Proporcionalidad. Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de la lluvia efectiva. En consecuencia, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.

3. Superposición de Causa y Efecto. El hidrograma que resulta de un periodo de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos lluviosos precedentes.

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación del concepto de hidrograma unitario tradicional. Se supone una cierta cuenca con área de 1 080 km² y se conoce el hidrograma de escurrimiento total y el hietograma de la tormenta que lo produjo (Fig 3.28).



t, hr	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Q, m3/seg	100	200	250	300	200	180	160	140	120	100

Figura 3.28. Hietograma e hidrograma de la cuenca (Aparicio, 2001)

Se procede a separar el escurrimiento base del directo, al hidrograma que resulte se le denominará hidrograma de calibración. Después se puede conocer el volumen de escurrimiento directo (V_e) y el tiempo base (t_b). Así, para el ejemplo se tiene:

$$V_e = \Delta t \sum_{i=1}^8 Q_i = 2 * 3600(100 + 150 + 200 + 100 + 80 + 60 + 40 + 20) = 5.4 \times 10^6 m^3$$

y el tiempo base es de 18 horas.

Una vez calculado el volumen de escurrimiento directo, se determina la altura de lluvia efectiva, esto es:

$$h_{pe} = \frac{V_e}{A_c} = \frac{5.4 \times 10^6 \text{ m}^3}{1080 \times 10^6 \text{ m}^2} = 0.005 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

y la duración en exceso es de 2 horas.

Haciendo uso de las hipótesis de tiempo base y linealidad, un hidrograma unitario, es decir, un hidrograma de escurrimiento directo producido por una lluvia de 1 mm de lámina y duración de 2 horas, debe de tener para este ejemplo un tiempo base de 18 horas y la misma forma que el hidrograma mostrado en la figura 3.28 pero con sus ordenadas reducidas a una quinta parte, debido a que la altura de lluvia efectiva en este caso es de 5 mm; así se puede obtener el hidrograma de la figura 3.29 dividiendo las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo (Fig 3.28) entre 5. Con el hidrograma unitario es posible determinar hidrogramas de escurrimiento directo para cualquier tormenta cuya duración de lluvia en exceso sea de 2 horas.

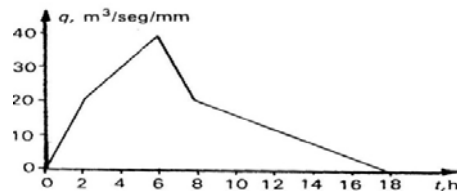


Figura 3.29. Hidrograma (Aparicio, 2001)

Por ejemplo, la tormenta mostrada (Fig 3.30a) tiene una duración en exceso de 2 horas y una altura de precipitación efectiva de 2+8=10 mm; el hidrograma de escurrimiento directo que se producirá con esta tormenta se obtiene multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por 10 mm (Fig 3.30b). Donde ϕ es el índice de infiltración media.

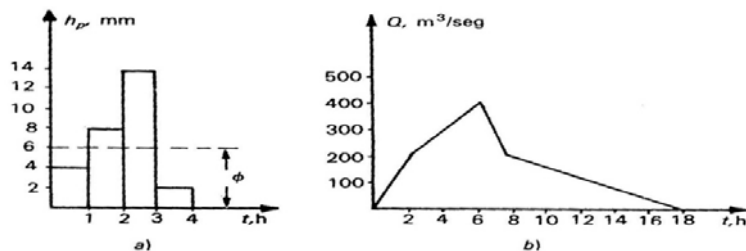


Figura 3.30. Registro de tormenta (Aparicio, 2001)

Además, utilizando la hipótesis de superposición de causas y efectos, el hidrograma unitario también puede usarse para tormentas cuya duración en exceso sea múltiplo de 2 horas. Por ejemplo, sea una tormenta con duración en exceso de 4 horas (Fig 3.31a); se puede considerar compuesta por dos consecutivas de 2 horas cada una.

Aplicando el hidrograma unitario a cada una de las dos tormentas, sumando las ordenadas y desfasando el segundo hidrograma 2 horas del primero, se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo producido por la tormenta completa (Fig 3.31b).

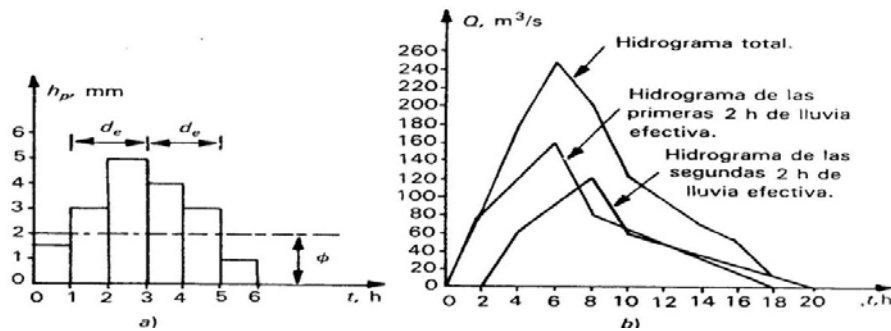


Figura 3.31. Hietograma e hidrograma (Aparicio, 2001)

3.6 El gasto de diseño

Se le llama gasto de diseño al gasto máximo que puede manejar o conducir una corriente natural u obra hidráulica sin que ocurran daños (CFE, 1980).

Los datos hidrológicos para determinar el gasto de diseño son los registros directos de los aforos durante un largo tiempo para la región donde se vaya a construir una presa; los datos disponibles sobre los gastos de la corriente pueden determinarse bajo una de las siguientes condiciones:

1. Registro de aforos en el emplazamiento de la presa o cerca de él.
2. Se puede disponer de un registro de aforos de la misma corriente, pero a una distancia considerable del emplazamiento de la presa.
3. No se dispone de registro de aforos de la corriente que se estudia, pero se dispone de un buen registro de una cuenca de drenaje de la misma región (USDI, 1960).

La determinación del gasto máximo probable debe basarse en un estudio del potencial de las tormentas, del escurrimiento y de la distribución de éste en relación con las características físicas de la cuenca.

Para la determinación de los gastos, deben reunirse los datos concernientes a los factores que se presentan en cada emplazamiento para la presa, estos factores son:

1. Localización geográfica. El potencial de los gastos varía mucho entre las subdivisiones geográficas debido a las diferencias de la topografía, geología y fuentes de humedad.

2. Área de drenaje. Se debe tener un mapa preciso sobre el área del emplazamiento de la presa y de la cuenca correspondiente.

3. Suelo y cubierta vegetal. El tipo de suelo y de cubierta vegetal de una cuenca influye en el potencial de escurrimiento.

4. Distribución del escurrimiento. En este factor el hidrograma unitario ha demostrado ser un instrumento eficaz.

Un concepto importante para el diseño del gasto máximo es el periodo de retorno. En ocasiones, los sistemas hidrológicos son afectados por eventos extremos; la magnitud de un evento extremo es inversamente proporcional a su frecuencia de ocurrencia, es decir, los eventos extremos ocurren con menor frecuencia que eventos moderados. Se hace la hipótesis de que la información hidrológica analizada es independiente y está idénticamente distribuida y el sistema hidrológico que la produce se considera estocástico, es decir, independiente del espacio y del tiempo (Chow et al, 1994).

Por definición, un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual que un cierto nivel X_T . El intervalo de recurrencia τ es el tiempo entre ocurrencias de $X \geq X_T$. El periodo de retorno T de un evento $X \geq X_T$ es el valor esperado de τ , $E(\tau)$, su valor promedio medido sobre un número de ocurrencias suficientemente grande. El periodo de retorno de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud específica.

De acuerdo a las definiciones anteriores, se tiene que el Periodo de Retorno del m -ésimo evento de los n registrados es:

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

donde:

T = Periodo de retorno n = Número total de datos
 m = Número de orden

En los estudios de hidrología resulta más útil trabajar con periodos de retorno en lugar de probabilidades, una de las razones se debe a que es un concepto más claro por usar las mismas unidades que la vida útil de las obras, el tiempo. Siempre que se realice el ajuste de una función de distribución a un grupo de datos, se debe de generar una gráfica (Fig. 3.32).

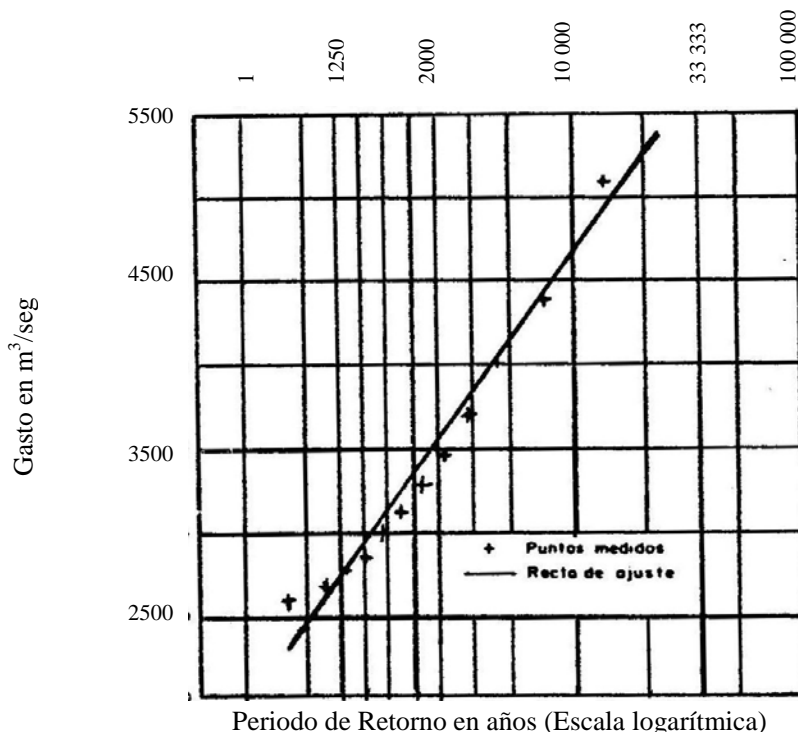


Figura 3.32. Relación gasto-periodo de retorno (CFE, 1980)

Debido que el diseño se refiere a un evento cuyo tiempo de ocurrencia no puede predecirse, se debe recurrir al estudio de la probabilidad de ocurrencia, es decir, la probabilidad con la cual un volumen de flujo puede ser igualado o excedido.

Este estudio se debe de realizar con la función de distribución de probabilidad teórica que mejor se ajuste a los datos medidos.

Entre las funciones de probabilidad utilizadas en hidrología se encuentran:

- a. Distribución Exponencial
- b. Distribución Gumbel
- c. Distribución Normal
- d. Distribución Log normal

Dos parámetros importantes en las funciones de probabilidad son la media, \bar{x} , y la desviación, S , y sus ecuaciones se presentan a continuación:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Siendo $\sum_{i=1}^n x_i$ la suma de todos los valores de la muestra y n el número de datos.

Para la desviación, S , se tiene la siguiente ecuación:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

A continuación se presentan las ecuaciones que se emplean para cada una de las distribuciones anteriormente nombradas y las aplicaciones de éstas se encuentran en el capítulo 7 de este trabajo.

La ecuación que se utiliza en la distribución exponencial con dos parámetros es la siguiente:

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Donde:

x_0 = Parámetro de ubicación

β = Parámetro de escala

Los estimadores para esta distribución, es decir, x_0 y β se obtienen por medio del método de momentos con las siguientes ecuaciones:

$$x_0 = \bar{x} - S \quad (\text{Ec. 3.10})$$

y

$$\beta = S \quad (\text{Ec. 3.11})$$

En la distribución Gumbel o de valores extremos tipo I se utiliza la siguiente ecuación:

$$F(x) = e^{-e^{\left[\frac{x-\nu}{\alpha}\right]}} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

Donde:

ν = Parámetro de ubicación

α = Parámetro de escala

Los estimadores para esta distribución, es decir, ν y α se obtienen por medio del método de momentos con las siguientes ecuaciones:

$$\nu = \bar{x} - 0.45S \quad (\text{Ec. 3.13})$$

y

$$\alpha = 0.78S \quad (\text{Ec. 3.14})$$

Para la distribución normal se utiliza la siguiente expresión:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (\text{Ec. 3.15})$$

y los estimadores μ y σ son los mismos valores que la media \bar{x} y la desviación, S, respectivamente.

Para una probabilidad acumulada $0 < F(x) \leq 0.5$ se tiene que:

$$U_T \approx \nu - \frac{b_0 + b_1\nu + b_2\nu^2}{1 + b_3\nu + b_4\nu^2 + b_5\nu^3} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

Donde:

$$b_0 = 2.515517 \quad b_3 = 1.432788$$

$$b_1 = 0.805328 \quad b_4 = 0.189269$$

$$b_2 = 0.010328 \quad b_5 = 0.001308$$

$$v = \sqrt{\ln \left\{ \frac{1}{[F(x)]^2} \right\}} \quad (\text{Ec. 3.17})$$

Para una probabilidad acumulada $0 < F(x) \leq 0.5$ se sustituye $F(x)$ por $[1 - F(x)]$ en la ecuación 3.17 y multiplica por (-1) al valor U_T calculado con la expresión 3.16.

Por último, la distribución Log normal se desarrolla de manera similar a la distribución normal, siendo la única diferencia la utilización de valores logarítmicos para el cálculo de la media y la desviación; el gasto de diseño se obtiene con el exponencial en la ecuación normal. (Escalante y Reyes, 2002).

Debido que el estudio del gasto de diseño se puede realizar en un marco comparativo con las distribuciones presentadas, es necesario proporcionar un parámetro para elegir la distribución que mejor represente la realidad en la cuenca, éste es el error estándar; la ecuación del error estándar se presenta a continuación (3.18):

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{cal} - Q_{his})^2}{n - mp} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 3.18})$$

Donde:

Q_{cal} = Gasto calculado en m³/seg n = Número de datos o años
 Q_{his} = Gasto histórico en m³/seg mp = Número de parámetros

3.7 Mediciones hidrológicas

3.7.1 Elevación de la superficie libre de agua

Se trata de la altura a la que se ubica la superficie libre del agua de un río con respecto a cierto plano horizontal de referencia. El objetivo de esta medición es determinar la sección del cauce.

Esta elevación se determina con alguno de los siguientes métodos:

1. Limnómetro. Es una regla graduada que se coloca en una de las márgenes del cauce, en la que se lee la elevación de la superficie cada dos horas en época de avenidas y cada 24 horas en época de estiaje.

2. Peso Suspendido de un Cable. La elevación del nivel del agua será igual a la elevación del punto desde donde se suspende el peso menos la longitud del cable.

3. Limnógrafo. Es un aparato automático con el que se obtiene un registro continuo de niveles (Fig. 3.33). El aparato consta de un flotador unido a una plumilla que marca los niveles del agua en un papel fijado a un tambor que gira por medio de un mecanismo de relojería. El registro que se obtiene de los niveles contra el tiempo de un Limnógrafo se le llama limnograma.

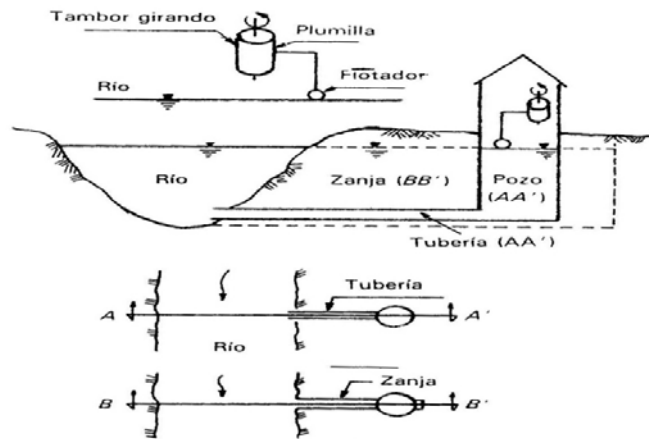


Figura 3.33. Limnógrafo (Aparicio, 2001)

3.7.2 Medición de la precipitación

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

El pluviómetro es un recipiente expuesto a la intemperie y abierto en la parte superior (Fig 3.34).

Consta fundamentalmente de tres partes. Un área de captación, A , en la parte superior, que se comunica a un recipiente cilíndrico de área menor, a , mediante un embudo.

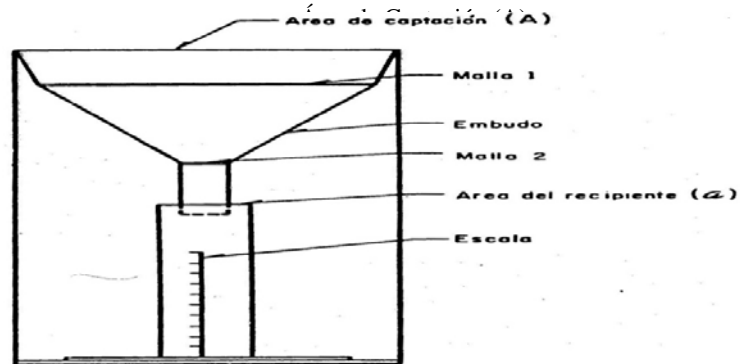


Figura 3.34. Pluviómetro (CFE, 1980)

La relación entre las áreas A y a es igual a 10, de modo tal que al introducir una escala graduada en centímetros en el recipiente menor, se lee la precipitación real en milímetros, es decir, un litro caído en un metro cuadrado alcanzaría una altura de un milímetro.

El pluviógrafo consta de un mecanismo adicional para registrar la variación de la precipitación en el tiempo. Existen tres tipos de pluviógrafos:

a) Pluviógrafo de flotar con sifón. Su sistema está integrado por un embudo, un recipiente temporal, un sifón y un recipiente recolector (Fig 3.35). Este instrumento funciona cuando el agua cae sobre el embudo, luego pasa al recipiente temporal donde permanece hasta que se alcanza un nivel máximo dentro de él y automáticamente se hace funcionar el sifón y el agua desalojada pasa al recipiente recolector.

b) Pluviógrafo de resorte. Este instrumento en lugar de utilizar un flotador emplea un resorte que es deformado por el peso del agua captada.

c) Pluviógrafo de balancín. Su sistema de captación está formado por un embudo y dos recipientes temporales colocados en un balancín; cuando un recipiente se llena, desequilibra la balanza, la cual gira y se vacía el recipiente, quedando otro en posición de ser llenado, con lo que se repite el ciclo; la medición se logra a través de un impulso electrónico, que se produce al girar la balanza y accionar un contacto.

La información de precipitación depende de la localización, el tipo de aparato y el acceso al sitio deseado; los errores más frecuentes son por calibración, funcionamiento y observación.

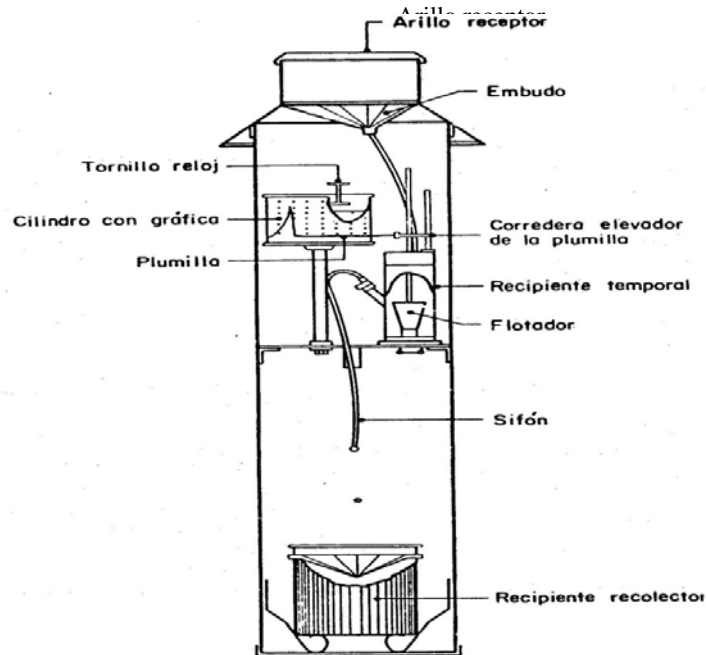


Figura 3.35. Pluviógrafo de flotador con sifón (CFE, 1980)

3.7.3 Aforo de un río

Aforar un río significa determinar el gasto que pasa por él en un tiempo determinado en una sección específica. Se utilizan tres tipos de métodos para aforar corrientes: sección de control, relación sección-pendiente y relación sección-velocidad.

Una sección de control se define como aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto; las secciones de control más usadas son las que producen un tirante crítico y los vertedores. Se forma un tirante crítico elevando el fondo de cauce, reduciendo su sección o al realizar una combinación de ambas. Cuando se utiliza la primera técnica (Fig 3.36), el gasto se calcula utilizando la ecuación de vertedores de pared gruesa:

$$Q = \frac{2}{3} BH \frac{\sqrt{2}}{3} gH = 1.7BH^{\frac{3}{2}} \quad (\text{Ec. 3.19})$$

donde:

B = Ancho del cauce g = Aceleración de la gravedad, m/s^2
 H = Carga sobre vertedor, m Q = Gasto, m^3/s

Se hacen las siguientes recomendaciones:

$$3 < \frac{L}{H} < 4 \qquad \sigma < 0.8H$$

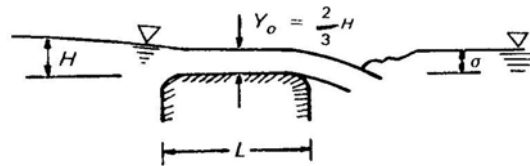


Figura 3.36. Tirante crítico elevando el fondo del cauce (Aparicio, 2001)

Otra opción es cuando la topografía permite una caída libre (Fig 3.37) y el gasto se calcula con el tirante medido justo en la caída y :

$$Q = 1.65By\sqrt{gy} \qquad \text{(Ec. 3.20)}$$

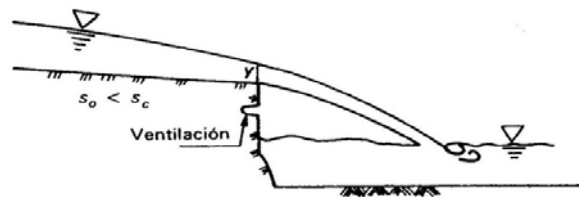


Figura 3.37 Tirante crítico con ayuda de la topografía (Aparicio, 2001)

Los vertedores de pared delgada para realizar aforos son el triangular con ángulo de 90° para gastos pequeños, de 0 a 100 l/s, y el rectangular para gastos mayores, es decir, de 100 a 1 000 l/s (Fig 3.38).

Si se usa un vertedor rectangular con las especificaciones de la figura 3.38, el gasto se calcula como:

$$Q = \frac{1}{9} LH^{\frac{3}{2}} \qquad \text{(Ec. 3.21)}$$

y en caso del uso de un vertedor triangular como se muestra, el gasto es:

$$Q = 1.49H^{2.48} \qquad \text{(Ec. 3.22)}$$

En las dos ecuaciones anteriores, H es la carga sobre la cresta del vertedor en metros, medida a una distancia, por lo menos, de $4H$ aguas arriba de la cresta y L es la longitud de la cresta en metros. Los inconvenientes de este método son que es costoso y sólo es utilizable en gastos no muy altos.

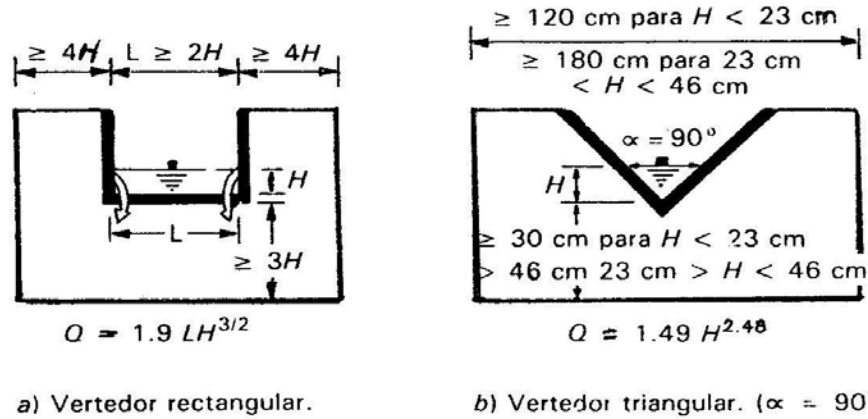


Figura 3.38. Vertedores de pared delgada (Aparicio, 2001)

El método de relación de sección-pendiente se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente en un río. Para su aplicación sólo se requiere contar con la topografía de un tramo de cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida. Utilizando la ecuación de Manning, la velocidad es:

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 3.23})$$

donde:

- R = Radio hidráulico
- n = Coeficiente de rugosidad
- S_f = Pendiente de la línea de energía específica

Además, la ecuación de continuidad es:

$$Q = vA \quad (\text{Ec. 3.24})$$

donde A es el área hidráulica.

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre extremos inicial y final del tramo (Fig 3.39) e introduciendo otros términos se tiene:

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (\text{Ec. 3.25})$$

y

$$Q = \frac{\sqrt{\frac{\Delta y}{L}}}{\sqrt{\frac{1}{K_d^2} - \frac{1}{bgL} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}} \quad (\text{Ec. 3.26})$$

donde:

Δy = Diferencia en elevación de las marcas del nivel máximo del agua en los extremos del tramo.

$\bar{K}_d = \frac{AR^{\frac{2}{3}}}{n}$ Coeficiente de conducción medio en el tramo, el cual puede calcularse como el promedio geométrico de los coeficientes de conducción en los extremos del mismo.

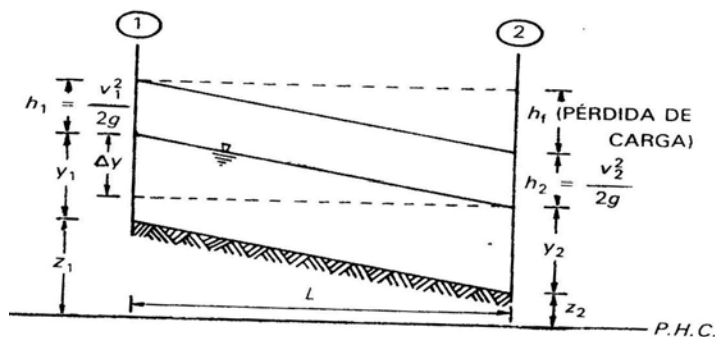


Figura 3.39. Tramo de una corriente (Aparicio, 2001)

El método de relación sección-velocidad es el más usado de México. Consiste en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal y después calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad. La velocidad de flujo en una sección transversal de una corriente no tiene una distribución uniforme (Fig 3.40) y por ello, es necesario dividir la sección transversal del cauce en varias dovelas. El gasto que pasa por cada dovela se puede expresar en la ecuación 3.26.

$$q_i = a_i * v_{mi} \tag{Ec. 3.27}$$

donde a_i es el área de la dovela i y v_{mi} es la velocidad media de la misma dovela.

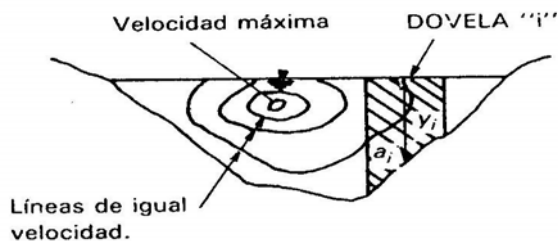


Figura 3.40 Distribución de la velocidad del flujo. (Aparicio, 2001)

La velocidad media v_{mi} se puede utilizar como la medida a una profundidad de $0.6y_i$ aproximadamente, donde y_i es el tirante medido del centro de la dovela al espejo de agua cuando y_i no es muy grande; de otro modo, es recomendable tomar, por lo menos, dos medidas a profundidades de $0.2y_i$ y $0.8y_i$, así se tiene que la velocidad media es:

$$v_{mi} = \frac{v_{20} + v_{80}}{2} \quad (\text{Ec. 3.28})$$

3.7.4 Medición de la velocidad de un río

El aparato que se utiliza para medir la velocidad del agua recibe el nombre de molinete (Fig 3.41), tiene una hélice o copas que gira impulsada por la corriente y, por medio de un mecanismo eléctrico, transmiten el número de revoluciones por unidad de tiempo con que gira la hélice. Esta velocidad angular se convierte después a velocidad del agua utilizando una ecuación de calibración dada para cada aparato. Matemáticamente se tiene:

$$U = K * n \quad (\text{Ec. 3.29})$$

donde:

U = Velocidad en la corriente K = Coeficiente del molinete
 n = Número de revoluciones del molinete en el intervalo de tiempo

La velocidad media puede determinarse por alguna de las siguientes expresiones:

- Para una medición (error de lectura de 5 %), el molinete se ubica a una profundidad igual a $0.6h$.

$$U = U_{0.6h} \quad (\text{Ec. 3.30})$$

- Para dos mediciones (error de lectura hasta 3 %), el molinete se ubica a profundidades de $0.2h$ y $0.8h$ (Cisneros, 2004)

$$U = \frac{U_{0.2h} + U_{0.8h}}{2} \quad (\text{Ec. 3.31})$$

La profundidad a la que se hace la medición se calcula con la siguiente expresión:

$$\bar{bc} = (1 - K)\bar{de} \quad (\text{Ec. 3.32})$$

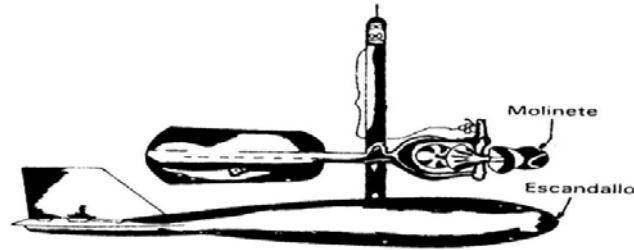


Figura 3.41. Molinete (Aparicio, 2001)

donde K es el coeficiente de corrección que se calcula en función del ángulo θ utilizando la tabla 3.1 (Aparicio, 2001).

El procedimiento de medición es el siguiente (Fig 3.42):

- 1.- Medir la distancia \overline{ab}
- 2.- Sumergir el escandallo hasta que toque el fondo del río y medir \overline{ae}
- 3.- Calcular \overline{ad} como $\overline{ab} \sec \theta$
- 4.- Restar \overline{ad} de \overline{ae} para obtener \overline{de}
- 5.- Multiplicar \overline{de} por $(1-K)$ para obtener \overline{bc}

Tabla 3.1 Valores del Coeficiente de Corrección en función de θ

θ	K	θ	K	θ	K	θ	K
4	0.0006	12	0.0072	20	0.0204	28	0.0408
6	0.0016	14	0.0098	22	0.0248	30	0.0472
8	0.0032	16	0.0128	24	0.0296	32	0.0544
10	0.0098	18	0.0164	26	0.0350	34	0.0620

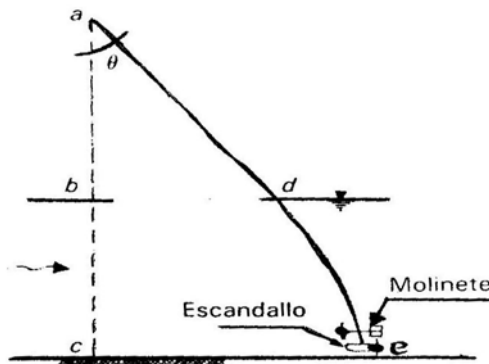


Figura 3.42. Medición de la velocidad de un río (Aparicio, 2001)

3.7.5 Medición de la evaporación

La evaporación se puede medir por medio de un evaporímetro, este instrumento está formado por un recipiente en el que se coloca cierta cantidad de agua y se mide el cambio de tirante.

En la figura 3.43 se presenta un evaporímetro; la altura de evaporación se mide mediante una regla graduada colocada dentro del tubo aquietador. Midiendo el nivel de agua en el tanque cada 24 horas, la cantidad de evaporación que ha ocurrido puede deducirse después de tener en cuenta la precipitación durante ese periodo de tiempo.

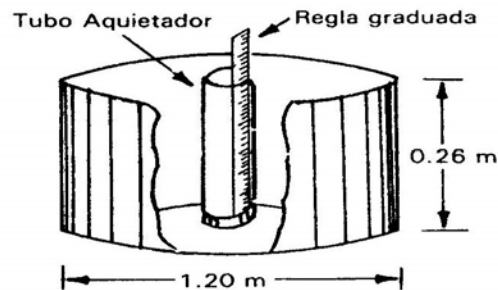


Figura 3.43. Evaporímetro o Tanque de Evaporación (CFE, 1980)

La evaporación desde la superficie terrestre comprende la evaporación directa de la superficie del suelo y la superficie de vegetación, y la transpiración a través de las hojas de las plantas, mediante la cual el agua es extraída por las raíces de éstas, transportada hacia arriba por sus tallos y difundida a la atmósfera a través de sus pequeñas aberturas en las hojas denominadas estomas. Los procesos de evaporación desde la superficie y la transpiración de la vegetación se conocen como evapotranspiración.

Existen varios métodos para el cálculo de la evaporación, en este caso se verán sólo dos, el Método del Balance de Energía y el Método Aerodinámico (Chow et al, 1994).

El método del balance de energía desarrolla las ecuaciones de continuidad y energía aplicables a la evaporación, la ecuación que se propone para el cálculo de la evaporación es la siguiente:

$$E_r = \frac{R_n}{l_v \rho_w} \quad (\text{Ec. 3.33})$$

donde:

E_r = Tasa de Evaporación dada en mm/día

R_n = Radiación Neta dada en W/m^2

ρ_w = Densidad del agua

l_v = Calor latente de vaporización, varía ligeramente con la temperatura de acuerdo con la siguiente expresión:

$$l_v = 2.501 \times 10^6 - 2370T$$

donde T es la temperatura en °C y l_v está dado en J/kg

El método aerodinámico toma en cuenta la tasa de transporte que genera el viento en una superficie abierta de agua; dicha tasa se determina por el gradiente de humedad en el aire cercano a la superficie y la velocidad del viento a través de dicha superficie. La ecuación que representa este método es la siguiente:

$$E_a = B(e_{as} - e_a) \quad (\text{Ec. 3.34})$$

donde:

$$B = 0.0027 \left(1 + \frac{u}{100} \right) \quad (\text{Ec. 3.35})$$

B = Coeficiente de transporte de vapor medido en mm/día

u = Recorrido de viento en 24 horas en kilómetros por día medido a una altura de 2 m (calculado en el capítulo 2 con la ecuación 2.11).

e_{as} = Presión de saturación del vapor correspondiente a la temperatura ambiente del aire en pascales y está dado por la siguiente ecuación:

$$e_{as} = 611 \exp \left(\frac{17.27T}{237.3 + T} \right) \quad (\text{Ec. 3.36})$$

T = Temperatura de aire en °C

e_a = Presión de vapor ambiental en el aire en pascales dado por la siguiente ecuación:

$$e_a = R_h e_{as} \quad (\text{Ec. 3.37})$$

R_h = Humedad relativa en los rangos $0 \leq R_h \leq 1$

El coeficiente de transporte de vapor toma en cuenta la combinación de evaporación desde la superficie del suelo y la transpiración de la vegetación; para ello el cultivo de referencia para evapotranspiración es una superficie extensa cubierta por pasto verde de altura uniforme entre 8 y 15 cm que crece en forma normal, cubre completamente el suelo con su sombra y no carece de agua.

4. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA PEQUEÑA

4.1 Tipos de depósitos de suelos

El suelo es un material natural, heterogéneo, anisotrópico y no lineal. Por ello, existen varios tipos de depósitos de suelos (Tabla 4.1), de los cuales destacan:

- Depósitos de gravedad. Generados por el desprendimiento y transporte de grandes masas de roca a posiciones estables. Estos depósitos son extremadamente heterogéneos. Para el estudio de estos depósitos es necesario excavar pozos a cielo abierto para observar la heterogeneidad de la masa y el tipo de suelo que envuelve a los fragmentos mayores.
- Depósitos aluviales. Se forman por los suelos transportados y depositados por el agua, las corrientes de agua transportan boleas, cantos y gravas y llevan en suspensión arena, limo y arcilla. Existen varios tipos de depósitos aluviales:
 - Depósitos de torrentes. El agua de las tormentas intensas, arrastra grandes cantidades de material grueso.
 - Depósitos lacustres. Compuestos de partículas finas debido a la baja velocidad con la que atraviesa los lagos.
 - Depósitos de río o canal. En época de inundaciones el agua deposita arcilla y limo formando llanura fluviales, después el río labra su cauce en sus propios depósitos formando terrazas.
 - Depósitos de delta. Se forman cuando una corriente de agua entra a un lago o mar, experimentando un repentino cambio de velocidad.

En el estudio de estos depósitos se utilizan barrenos con muestreo y pozos a cielo abierto o el equipo de penetración estándar.

- Depósitos Eólicos. Son de los más uniformes que se pueden encontrar, el tamaño de las partículas depende de la velocidad del viento y de la distancia a la fuente de suministro. Se pueden dividir en:
 - Loess Primarios. Son aquellos materiales transportados por el viento que permanecen en el mismo sitio sin descomposición química.

Tabla 4.1. Clasificación de suelos según su origen (CFE, 1980)

Origen	Proceso de Formación	Naturaleza de los Depósitos	Granulometría Típica
Residual	Suelo intemperizado en el lugar de la roca madre con poca o ninguna alteración por transporte	Casi invariable, con la profundidad llega a ser más compacto y menos intemperizado. Pueden tener capas alternadas duras y blandas o estratificación de la roca madre si la intemperización es incompleta	El producto de intemperización completa es arcilla cuyo tipo depende del proceso de intemperización y de la roca madre.
Aluvial	Materiales transportados y redepositados por la acción del agua	Generalmente con estratificación pronunciada. Los depósitos de río típicos consisten de material fino de origen reciente sobreyaciendo en un estrato de material grueso de la etapa joven del desarrollo del río.	Rango de arcilla lacustre o marina muy fina a grava muy gruesa, cantos rodados y boleas en abanico aluvial
Loesico	Suelo transportado por viento sin redepositación subsecuente	En el loes, la estratificación horizontal no se distingue o no existe excepto si hay horizontes intemperizados. Frecuentemente tienen estructura secundaria de grietas verticales, juntas y perforaciones de raíces.	La granulometría más uniforme de suelos. El rango del loess es de limo arcilloso a arena fina limosa.
Orígenes Geológicos Secundarios	Materiales transportados por el viento y redepositados	Materiales arenosos y arena limosos con estratificación cruzada depositados en regiones desérticas, semidesérticas y en el litoral.	Color pardo con una granulometría muy uniforme.
	Suelos orgánicos formados en el lugar por crecimiento y putrefacción de plantas	Los depósitos de turba se forman en depresiones correspondientes a zonas de asentamiento o de topografía irregular, deltas, antiguos cauces, planicies de inundación fluvial y bordes de lagos, no se define estratificación	De colores oscuros, las turbas divididas finamente son producto de descomposición avanzada en presencia del aire
	Cenizas y pómez depositadas por acción volcánica	Frecuentemente asociadas con flujos de lava o lodo o mezclados con sedimentos no volcánicos	Partículas de tamaño de limo con restos volcánicos más grandes

- Loess Secundarios. Son aquellos que después de su depositación han sido transportados a corta distancia con una descomposición química profunda.

En estos depósitos se recomienda la exploración con pozos a cielo abierto siempre que el material tenga cohesión aparente; es recomendable el uso del cono eléctrico para determinar la variación de la resistencia a la penetración con la profundidad.

Existen algunos tipos de suelos con características singulares, los cuales requieren de cierto estudio un poco más cuidadoso; ejemplo de ellos son las arcillas expansivas, los suelos dispersivos, los suelos salinos y agresivos y los suelos licuables.

Las arcillas expansivas son las que aumentan de volumen en presencia de agua debido a la hidratación de sus componentes mineralógicos, de ellos, la montmorilonita es potencialmente la más expansiva y le siguen la illita y la caolinita; también el clima y el esfuerzo actuante son factores que influyen en la expansión. Existe una correlación entre el tipo de mineral que predomina en la arcilla y los límites de Atterberg; el índice de plasticidad varía de 50 a 100 en minerales montmoriloníticos puros y de 26 a 38 en la caolinita, la variación de la illita está entre ellos, por lo tanto, el índice plástico es un indicador muy significativo. El clima de la región tiene influencia en el contenido de agua natural del suelo y la expansión que se puede desarrollar depende de la cantidad de agua necesaria para saturarlo. Cuanto más próximo este el contenido de agua natural al límite líquido, menor será la expansión que la arcilla puede generar por cambios en la humedad (llenado del embalse).

Los suelos dispersivos son aquellos cuya constitución mineralógica es tal que las fuerzas repulsivas entre partículas finas exceden a las fuerzas de atracción de esas partículas al saturarse el suelo; debido a lo anterior, los suelos flocculan, es decir, se separan los agregados de las partículas quedando de menor tamaño, esto genera mayor facilidad para su arrastre por el agua, produciéndose la erosión interna de estos suelos.

Los suelos salinos y agresivos suelen contener más del 15% de su capacidad iónica de cambio saturada de iones de sodio, además de contener

cantidades apreciables de sales solubles; su pH en solución saturada es del orden de 8.5 o menor. Muchos de estos suelos salinos son agresivos al concreto, sobre todo si existe el flujo de agua.

Los suelos licuables son aquellos con un contenido predominante arenolimoso en estado saturado, al experimentar esfuerzos cortantes rápidos, permiten un aumento de las presiones intersticiales hasta valores del orden de la presión total existente. En este caso la presión efectiva se anula, con lo que los granos dejan de estar en contacto, la resistencia al corte desaparece y el material se comporta como líquido, dando lugar a movimientos verticales y horizontales de su masa que generan deslizamientos o asentamientos.

Por otro lado, independiente del origen del suelo, los tamaños de las partículas que conforman un suelo varían en un amplio rango y existen un sin fin de clasificaciones de tamaño de las partículas del suelo, sin embargo, el mayormente aceptado es el denominado Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Otro aspecto en la clasificación de suelos es el uso de relaciones volumétricas; de acuerdo a estas se tienen parámetros típicos como se muestran en las tablas 4.2 y 4.3.

Los límites de Atterberg y los índices relacionados con ellos son un gran apoyo para caracterizar los conjuntos de partículas de los suelos. Los límites están basados en el concepto de que un suelo de grano fino solo puede existir en cuatro estados de consistencia dependiendo de la cantidad de agua que contenga (Fig. 4.1).

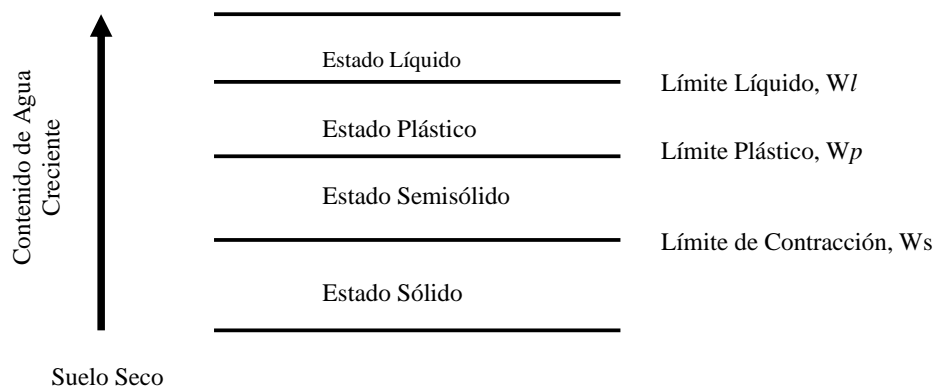


Figura 4.1. Límites de Atterberg y los índices asociados a ellos.

Tabla 4.2. Parámetros para suelos típicos en estado natural (Das, 2001)

Tipo de Suelo	Relación de Vacíos, e	w en estado saturado (%)	Peso específico saturado γ_d (KN/m ³)
Arena suelta uniforme	0.8	30	14.5
Arena densa uniforme	0.45	16	18
Arena limosa suelta de grano angular	0.65	25	16
Arena limosa densa de grano granular	0.4	15	19
Arcilla firme	0.6	21	17
Arcilla suave	0.9 – 1.4	30-50	11.5-15.4
Arcilla orgánica suave	2.5 -3.2	90-120	6-8

Tabla 4.3. Descripción cualitativa de depósitos de suelo granular (Das, 2001)

Compacidad Relativa* (Cr) (%)	Descripción de Depósitos de Suelo
0 - 15	Muy suelto
15 - 50	Suelto
50 - 70	Medio
70 - 85	Denso
85 - 100	Muy denso

$$* C_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}}$$

e =Relación de vacíos in situ del suelo

$e_{m\acute{a}x}$ =Relación de vacíos del suelo en la condición más suelta

$e_{m\acute{i}n}$ = Relación de vacíos del suelo en la condición más densa

La carta de plasticidad, propuesta por Casagrande, se presenta en la tabla 4.4, su información es de gran utilidad y forma la base para la clasificación de suelos de grano fino en el SUCS.

A continuación se exponen los procedimientos de identificación de suelos finos o fracciones de suelo en el campo que contempla el SUCS:

- Movilidad de Agua. Con material que pase la malla No. 40 se prepara una pastilla de suelo húmedo de 10 cm³ aproximadamente. Se coloca la pastilla en la palma de la mano y se agita horizontalmente, golpeando contra la otra mano varias veces. La rapidez de la aparición del agua durante el agitado y de su desaparición durante el apretado, es un identificador del carácter de los finos en el suelo. Las arenas limpias muy finas dan la reacción de modo más rápido y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción; los limos inorgánicos, como el polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.
- Resistencia en Estado Seco. Se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla, se deja secar y se prueba su resistencia rompiéndola con los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. Una alta resistencia en seco es una característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico

típico posee muy ligera resistencia. Las arenas finas limosas y limos tienen la misma resistencia pero pueden distinguirse por el tacto.

- Tenacidad. Se moldea un espécimen de 10 cm^3 y se rueda con la mano hasta hacer rollitos de 3 mm de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a rodar varias veces; al realizar esta operación, el contenido de agua se reduce gradualmente y el material se llega a poner tieso, pierde su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. El predominio de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico, por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos; la debilidad del rollito en el límite plástico indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales como la arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas que caen abajo de la línea A. Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y son esponjosas al tacto en el límite plástico.

4.2 Clasificación de los suelos y sus propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de los suelos son la permeabilidad, la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad.

La permeabilidad de los suelos depende de la viscosidad del fluido, distribución del tamaño de los poros, distribución granulométrica, relación de vacíos, rugosidad de las partículas minerales y grado de saturación del suelo. El valor del coeficiente de permeabilidad varía ampliamente para diferentes suelos, esto se puede apreciar en las tablas 4.5 y 4.6.

La determinación del coeficiente de permeabilidad se puede realizar empleando permeámetros de carga constante y variable; los primeros se usan con especímenes con coeficientes comprendidos entre 10^{-1} a 10^{-3} cm/seg y los segundos con coeficientes entre 10^{-1} a 10^{-6} cm/seg (Tabla 4.6).

Tabla 4.5. Valores de permeabilidad para suelos saturados (Das, 2001)

Tipo de Suelo	K (cm/seg)
Grava Limpia	100-1
Arena Gruesa	1.0-0.01
Arena Fina	0.01-0.001
Arcilla Limosa	0.001-0.00001

Tabla 4.4. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIONES DE SUELOS

Procedimiento de Identificación en Campo (Se excluyen las partículas mayores a 7.6 cm)				Símbolo de Grupo	Nombre Típico	Criterio de Clasificación en Laboratorio							
Suelos de Partículas Gruesas (Retenido de la Malla No. 200)	Gravas (Retenido en Malla No. 4)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de tamaños intermedios		GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno	Dependiendo el porcentaje de finos los suelos gruesos se clasifican: Menos de 5%: GW, GP, SW, SP Más del 12%: GM, GC, SM, SC 5% a 12%: Casos de frontera	Cu (1)	Cc (2)					
		Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos intermedios		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno		No satisfacen los requisitos de graduación para GW						
		Fracción fina poco o nada plástica (Grupo ML)		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		Wp abajo de Línea A						
		Fracción fina plástica (Grupo CL)		GC	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y arcilla		Wp arriba de Línea A						
	Arenas (Pasa la Malla No. 4)	Amplia gama en tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los intermedios		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno		Cu (3)	Cc (4)					
		Predominio de un tamaño a un tipo de tamaños, con ausencia de algunos intermedios		SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno		No satisfacen los requisitos de graduación para GW						
		Fracción fina poco o nada plástica (Grupo ML)		SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo		Wp abajo de Línea A						
		Fracción fina plástica (Grupo CL)		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		Wp arriba de Línea A						
Suelos de Partículas Finas (Pasa la Malla No. 200)	Procedimiento de Identificación cuando pasa Malla No. 4				Carta de Plasticidad para la Clasificación de Suelos de Partículas Finas en el Laboratorio								
	Limos y Arcillas WI < 50	Resistencia en estado seco	Movilidad de agua	Tenacidad					ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos			
		Nula o ligera	Rápida a lenta	Nula						CL	Arcillas inorgánicas con media plasticidad, arcillas limosas, arcillas con grava, arcillas arenosas		
		Media o alta	Nula a muy lenta	Media							OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas	
	Limos y Arcillas WI > 50	Ligera a media	Lenta	Ligera					MH	Limos inorgánicos, limos elásticos			
		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media						CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas		
		Alta a muy alta	Nula	Alta							OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad,	
Suelos Orgánicos	Alta a muy alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad,								
	Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media		OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad,							
Suelos Orgánicos		Identificables por su color, olor, sensación esponjosa y textura		P _t		Turba y otros suelos altamente orgánicos							

Tabla 4.4. (Continuación)

Notas:

Equivalencias de Símbolos.

G = Grava

M = Limo

O = Suelos Orgánicos

P_t = Turba

S = Arena

C = Arcilla

W = Bien graduada

P = Mal graduada

L = Baja Compresibilidad

H = Alta Compresibilidad

Información Necesaria para la Descripción de los Suelos.

- Para Suelos de Partículas Gruesas.

De el nombre típico, indique los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.

Para los suelos inalterados, agregar información sobre la estratificación, compacidad, cementación, condiciones de contenido de agua y características de drenaje.

Ejemplo: Arena limosa con grava, con 20% de grava de partículas duras, angulosas y de 15 cm de tamaño máximo; arena gruesa o fina de partículas redondeadas o subangulosas; alrededor de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar, arena aluvial, (SM).

- Para Suelos de Partículas Finas.

De el nombre típico, indique el grado y carácter de la plasticidad; cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas; color del suelo húmedo, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.

Para los suelos inalterados, agregue información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto en estado inalterado como remoldeado, condiciones de contenido de agua y drenaje.

Ejemplo: Limo arcilloso, café, ligeramente plástico, porcentaje reducido de arena fina; numerosos agujeros verticales de raíces, firme y seco en el lugar, loess, (ML).

1.- Coeficiente de Uniformidad (Cu): $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor de 4

2.- Coeficiente de Curvatura (Cc): $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3

3.- Coeficiente de Uniformidad (Cu): $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor de 6

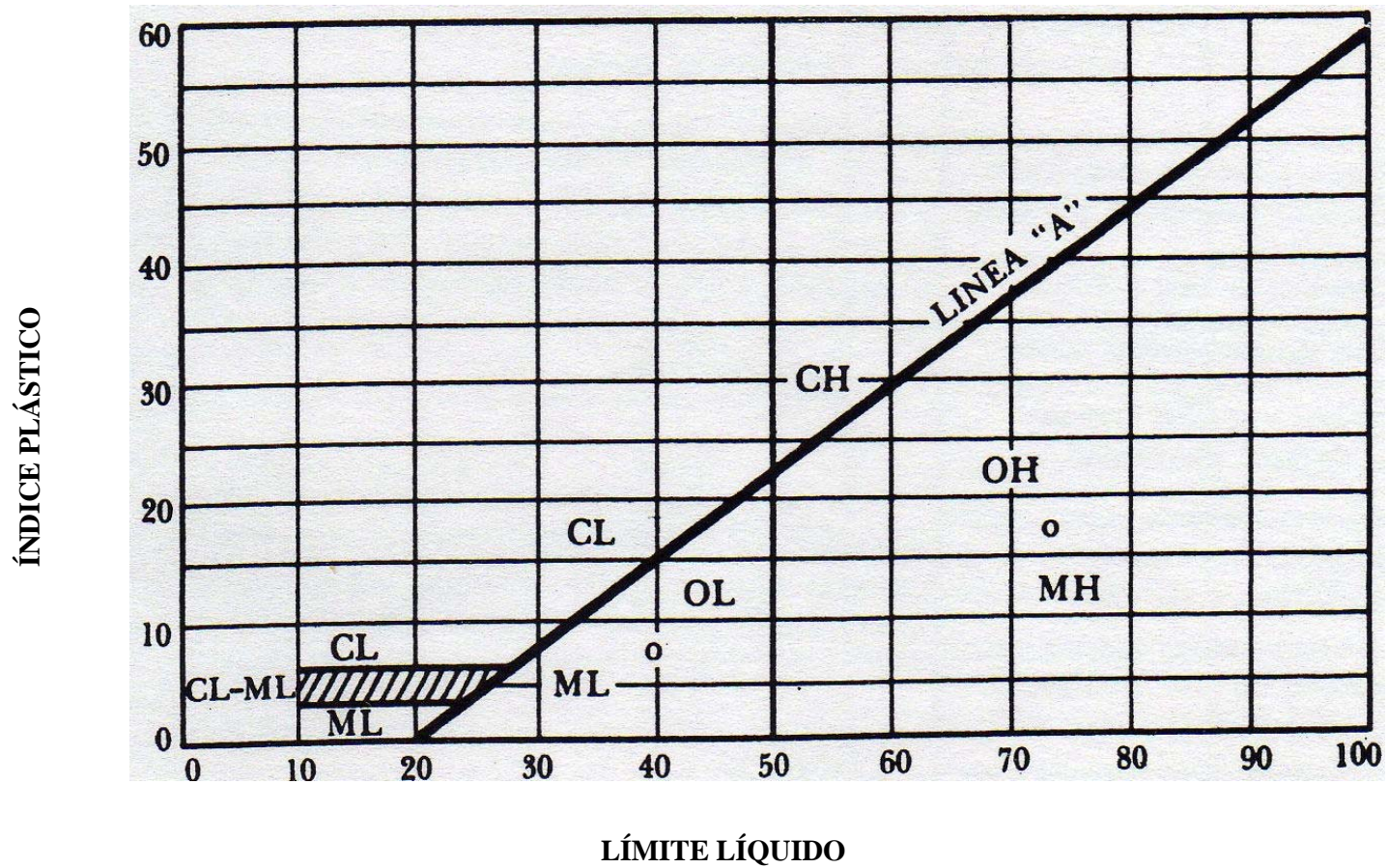
4.- Coeficiente de Curvatura (Cc): $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3

Arriba de la Línea A y con Índice Plástico entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.

D₆₀ = Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

Tabla 4.4. (Continuación)

CARTA DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS EN EL LABORATORIO



El equipo necesario para la prueba con un permeámetro de carga constante se ilustra en la figura 4.2.

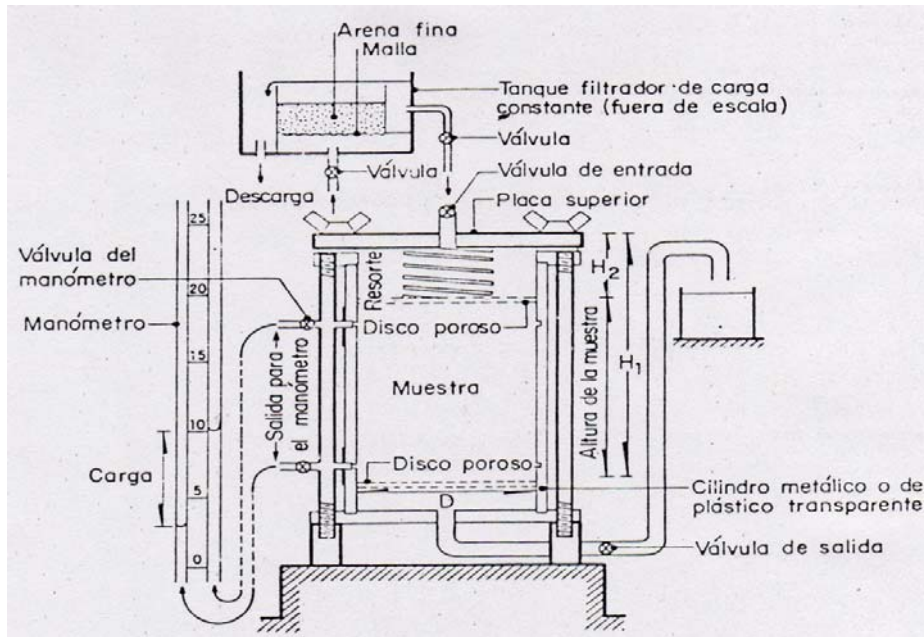


Figura 4.2. Permeámetro de carga constante (CFE, 1980)

El cálculo del coeficiente de permeabilidad con un permeámetro de carga constante se realiza con la siguiente expresión:

$$k_T = \frac{VL}{Aht} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

donde:

K_T = Coeficiente de permeabilidad a la temperatura T

V = Volumen de agua medido, cm^3 .

L = Longitud de la muestra, cm.

A = Área de la muestra, cm^2 .

h = Carga hidráulica, cm.

t = Tiempo, seg.

El cálculo del coeficiente de permeabilidad con el permeámetro de carga variable (Fig. 4.3) se efectúa con la siguiente expresión:

$$K_T = 2.3 \frac{La}{A(t_2 - t_1)} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

donde:

K_T = Coeficiente de permeabilidad a la temperatura T

L = Longitud de la muestra, cm.

A = Área de la muestra, cm^2 .

a = Área de la bureta, cm^2 .

h_1 y h_2 = Cargas hidráulicas inicial y final, cm.

t_1 y t_2 = Tiempo inicial y final, seg.

Los coeficientes obtenidos en ambas pruebas se deberán corregir para referirlos a la temperatura de 20°C (CFE, 1980) con la siguiente ecuación:

$$k_{20} = k_T \frac{\mu_T}{\mu_{20}} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

donde:

k_{20} = Coeficiente de permeabilidad a la temperatura de 20°C

μ_T y μ_{20} = Valores de la viscosidad dinámica del agua para la temperatura de prueba y 20°C respectivamente.

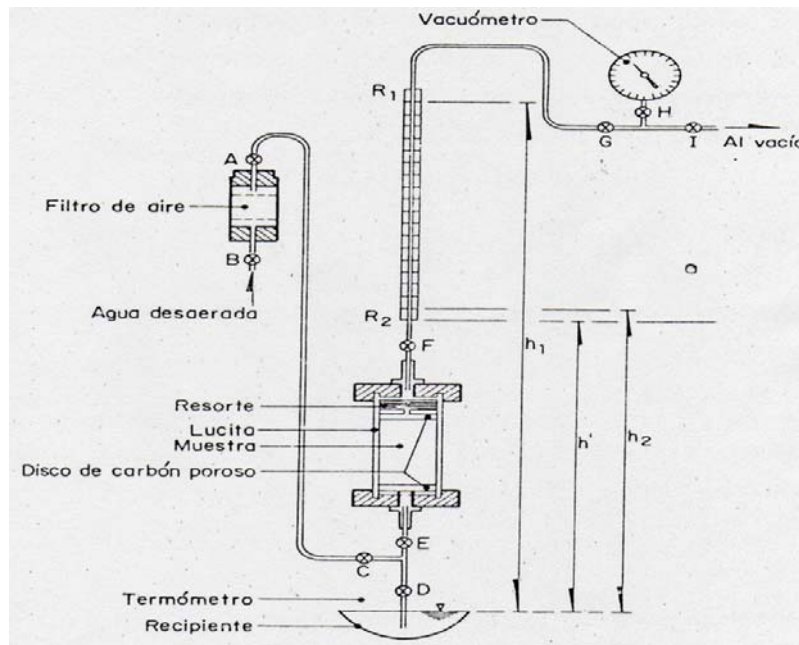


Figura 4.3. Permeámetro de carga variable (CFE, 1980)

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se expresa en términos del ángulo de fricción interna, ϕ y la cohesión, c .

En la tabla 4.7 se presentan los valores típicos del ángulo de fricción interna drenado para arenas y limos.

Tabla 4.6. Pruebas de Permeabilidad de acuerdo al tipo de Suelo (CFE, 1980)

	10 ²	10 ¹	10	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Propiedades de drenaje	Bueno						Malo		Impermeable			
Aplicación en Presas	Secciones Permeables de Presas						Secciones Impermeables de Presas					
Tipos de Suelos	Grava Limpia	Arenas Limpias y Mezclas			Arenas muy finas, mezcla de arena, limo y arcilla, depósitos estratificados de arcilla				Suelos impermeables, arcillas homogéneas			
		de Grava		Suelos impermeables modificados por la vegetación								
Determinación Directa del Coef. de Permeabilidad	Prueba directa del suelo en estado natural. Se requiere experiencia						Permeámetro de Carga Variable					
	Permeámetro de Carga Constante											
Determinación Indirecta del Coeficiente de Permeabilidad				Seguro			Inseguro		Relativamente Seguro			
				No se requiere experiencia			Se requiere experiencia		Se requiere experiencia			
	Cálculo por medio de la distribución del tamaño de grano, aplicable sólo en arenas y gravas limpias y sin cohesión						Cálculo por medio de pruebas de consolidación. Se requiere experiencia					
	Prueba de Capilaridad Horizontal.											

Tabla 4.7. Valores típicos del ángulo de fricción drenado para arenas y limos

Tipo de Suelo	ϕ (grados)
Arena: Granos Redondeados	
Suelta	27-30
Media	30-35
Densa	35-38
Arena: Granos Angulares	
Suelta	30-35
Media	35-40
Densa	40-45
Grava con algo de Arena	34-48
Limos	26-35

La prueba de compresión simple se realiza con probetas cilíndricas del suelo, con una relación diámetro-altura que cumpla $2d \leq h \leq 3d$.

De modo general, la prueba se puede realizar de cualquiera de las siguientes formas:

- Sujetando el espécimen a una carga axial que se incrementa en forma controlada hasta llevarlo a la falla, obteniéndose como lectura el desplazamiento sufrido por el espécimen después de cada incremento y la carga aplicada.
- Sujetando el espécimen a una velocidad de deformación especificada, obteniéndose como lectura, la carga que resiste el espécimen correspondiente a un intervalo fijado de antemano y la deformación total.

Con los datos anteriores se obtiene la curva esfuerzo vertical-deformación unitaria; el valor máximo del esfuerzo vertical (σ) se define como la resistencia a la compresión simple (q_u), en la figura 4.4 se presenta una curva típica resultado del ensayo.

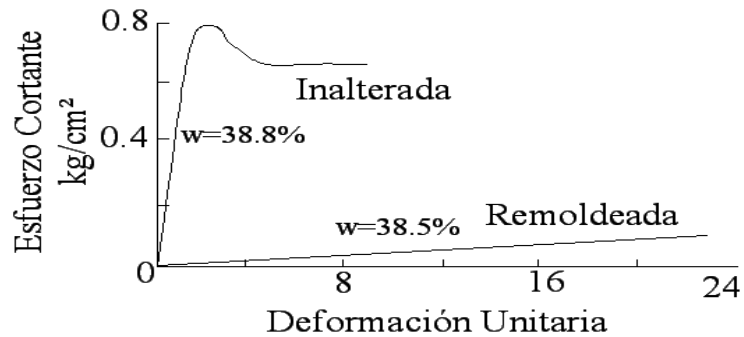


Figura 4. 4. Curvas típicas de ensayos de compresión simple (CFE, 1980)

Las pruebas triaxiales se emplean para evaluar los parámetros de resistencia de un suelo, cuando está sujeto a un campo uniforme de esfuerzos. De acuerdo a las condiciones de drenaje que se propongan en la ejecución de la prueba, los ensayos triaxiales pueden ser:

- Prueba No Consolidada No Drenada, UU. En esta prueba el drenaje del espécimen del suelo no se permite durante la aplicación de la presión de la cámara o confinante; el espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador, sin permitir el drenaje. (Fig. 4.5).

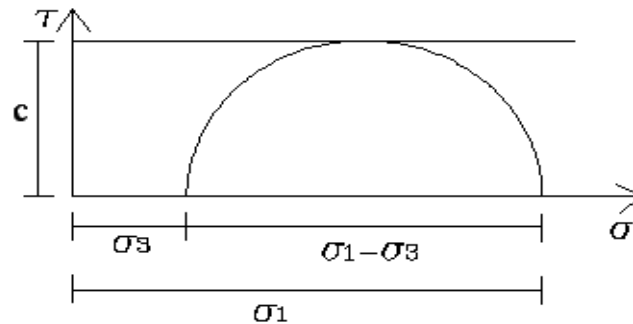


Figura 4.5. Envoltente típica de un ensayo triaxial tipo UU (CFE, 1980)

- Prueba Consolidada No Drenada, CU. El espécimen de suelo saturado es primero consolidado por una presión en todo su alrededor por el fluido en la cámara, lo que resulta en drenaje; después que la presión de poro del agua generada por la aplicación de la presión de confinamiento es completamente disipada, el esfuerzo desviador sobre el espécimen se incrementa para causar la falla por cortante; durante esta fase, la línea de drenaje desde el espécimen se mantiene cerrada; como el drenaje no se permite, la presión de poro del agua crecerá (Fig. 4.6).

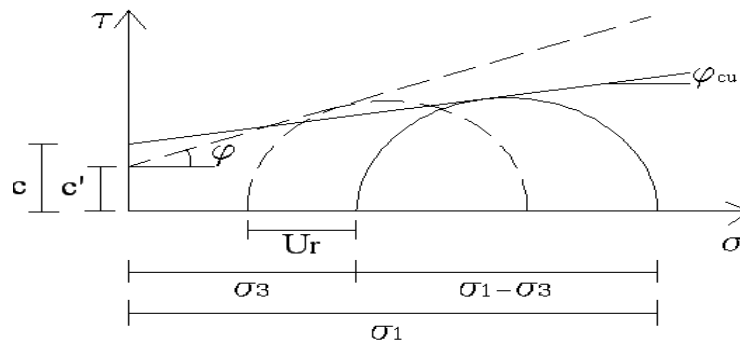


Figura 4.6. Envoltente típica de un ensayo triaxial tipo CU (CFE, 1980)

- Prueba Consolidada Drenada CD. En esta prueba, el espécimen se somete a una presión de confinamiento a todo su alrededor mediante compresión del fluido de la cámara; conforme se aplica la presión de confinamiento, la presión de poro del agua del espécimen se incrementa, dicho aumento de la presión de poro del agua se expresa por medio del parámetro β dado por Skempton; para suelos blandos saturados β , es aproximadamente igual a uno; sin embargo, para suelos firmes saturados, la magnitud de β es menor que uno. Cuando la conexión del drenaje está abierta, se da la disipación del exceso de presión de poro del agua y consecuentemente la consolidación; en suelo saturado, el cambio en el volumen del espécimen que tiene lugar durante la consolidación se obtiene del volumen de agua de poro drenada. (Fig. 4.7).

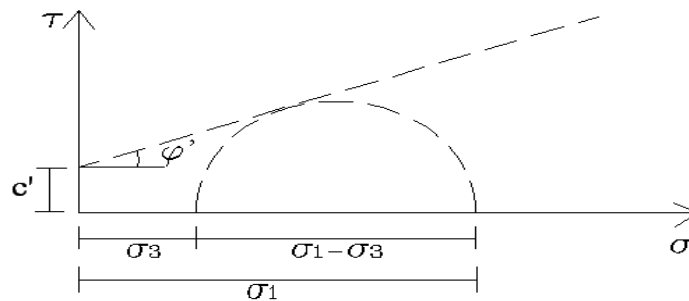


Figura 4.7. Envolvente típica de un ensayo triaxial tipo CD (CFE, 1980)

Durante la prueba se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical, la velocidad de deformación y de acuerdo al tipo de ensayo, la presión de poro, el volumen de agua drenado y el tiempo empleado en la prueba. Con los datos obtenidos en tres o cuatro pruebas con especímenes elaborados de una misma muestra y sometidos a diferentes presiones confinantes se puede calcular la envolvente de resistencia correspondiente.

Por último, la consolidación que sufre un suelo es provocado por el incremento de esfuerzo inducido por la construcción de cimentaciones u otras cargas que comprime los estratos del suelo; dicha compresión es causada por la deformación de las partículas del suelo, su reacomodo y la expulsión de agua o aire de los espacios vacíos; de modo general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en:

- Asentamiento Inmediato. Provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua.
- Asentamientos por Consolidación Primaria. Es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
- Asentamientos por Consolidación Secundaria. Se observa en suelos saturados cohesivos y es el resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo; éste sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

El procedimiento general para realizar el ensayo de consolidación se inicia con la estimación del esfuerzo de preconsolidación empleando uno de los métodos siguientes:

a). Si la muestra presenta una consistencia media a baja, es apropiado estimar el esfuerzo efectivo en el lugar con la siguiente expresión:

$$P_c = \gamma \frac{h}{1000} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

donde:

P_c = Esfuerzo efectivo, kg/cm²

γ = Peso volumétrico del suelo, gr/cm³

h = Profundidad de la muestra, cm

b). Efectuar con una porción de la muestra una prueba de compresión simple y utilizar la siguiente expresión:

$$P_c \approx q_u \quad (\text{Ec. 4.5})$$

donde:

q_u = Resistencia a la compresión simple, kg/cm²

Una vez obtenido el esfuerzo de preconsolidación se calcula el valor del incremento inicial de carga empleando la siguiente ecuación:

$$\Delta i = \frac{P_c}{2^{(n-1)}} A \quad (\text{Ec. 4.6})$$

donde:

n = Número de incrementos para alcanzar el esfuerzo de preconsolidación, se recomienda un valor de 4.

A = Área de la probeta, cm^2

Δi = Incremento inicial de carga, kg

P_c = Esfuerzo de preconsolidación, kg/cm^2

Con el valor del incremento inicial se calculan $n+3$ incrementos de carga con una relación de 2 entre ellos; se dibuja la curva deformación-tiempo que resulta; el siguiente incremento de carga deberá aplicarse hasta que se defina en forma satisfactoria el inicio de la consolidación secundaria; la descarga se efectúa en sentido inverso al utilizado en la carga.

Con las curvas de consolidación se debe de estimar el valor del tiempo correspondiente al 100 y 0% de consolidación (Fig. 4.8); para calcular el valor de U_{100} se localiza el punto A como la intersección de la prolongación del tramo recto de la consolidación secundaria y la tangente en el punto de flexión de la curva; el valor de U_0 se localiza eligiendo un tiempo arbitrario t_1 , tal que el punto de la curva correspondiente quede antes del 50% de consolidación, se obtiene un punto C correspondiente a $t_1/4$ y se determina el valor de a por diferencia de ordenadas, se duplica dicho valor en la ordenada y el punto correspondiente pertenece a la línea teórica del 0% de consolidación.

Un suelo a cierta profundidad ha estado sometido a una presión efectiva máxima en el pasado de su historia geológica.

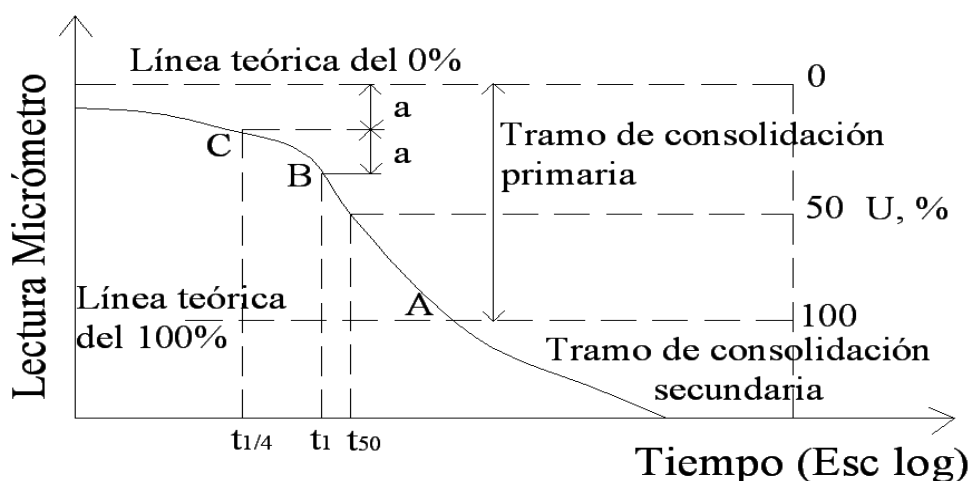


Figura 4.8. Curva Típica de Consolidación (CFE, 1980)

Dicha presión efectiva máxima pasada puede ser igual o mayor que la actual; esto conduce a dos definiciones de la arcilla con base en la historia de su esfuerzo:

1. Normalmente Consolidada. La presión de sobrecarga efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado.
2. Preconsolidada. La presión de sobrecarga efectiva presente es menor que la que el suelo ha experimentado en su historia; la presión efectiva máxima en el pasado se llama esfuerzo de preconsolidación.

Casagrande sugirió una sencilla construcción gráfica para determinar la presión de preconsolidación σ'_c a partir de la gráfica de laboratorio $e - \log \sigma'$ (Fig. 4.9); dicho procedimiento es el siguiente:

1. Se establece un punto a en donde la gráfica $e - \log \sigma'$ presente un radio de curvatura mínimo.
2. Se dibuja una línea horizontal ab .
3. Se dibuja una línea ac tangente en a .
4. Se dibuja la línea ad que es la bisectriz del ángulo bac .
5. Se proyecta la porción recta gh de la gráfica $e - \log \sigma'$ hacia atrás para intersectar ad en f . La abscisa del punto f es la presión de preconsolidación σ'_c .

La relación de preconsolidación, OCR, para un suelo se puede definir como:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

donde:

σ'_c = Presión de preconsolidación de un espécimen

σ' = Presión vertical efectiva presente

Por último, en la tabla 4.8 se presenta un resumen de las características de los suelos como materiales de construcción para presas.

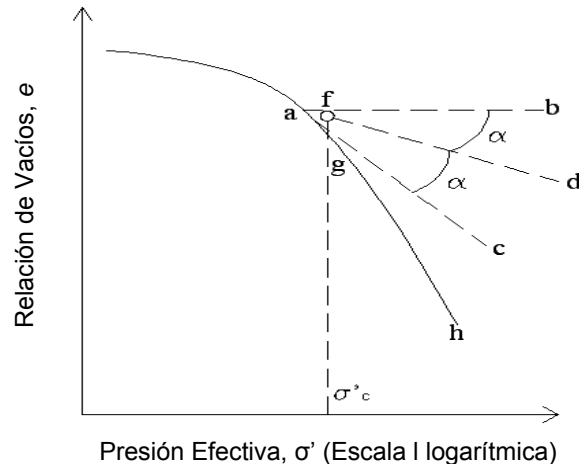


Figura 4.9. Determinación de la presión de preconsolidación

4.3 Exploración de suelos

Los principales métodos que se utilizan para la exploración de suelos son los siguientes:

1. Muestreo alterado.

- Pozo a cielo abierto.
- Perforaciones con posteadora
- Prueba de penetración estándar (SPT)

2. Muestreo inalterado.

- Pozo a cielo abierto.
- Tubo de pared delgada (Tubo Shelby)
- Muestreador Denison

3. Sin muestreo

- Prueba de penetración con cono continuo (CPT)

Pozos a Cielo Abierto. Son excavaciones superficiales que permiten examinar los distintos estratos de suelo en estado natural, las condiciones del contenido de agua y la extracción de muestras alteradas y muestras cúbicas inalteradas, este tipo de exploración resulta ser muy útil debido a la facilidad que representa hacer la excavación ya sea a mano o con ayuda de maquinaria.

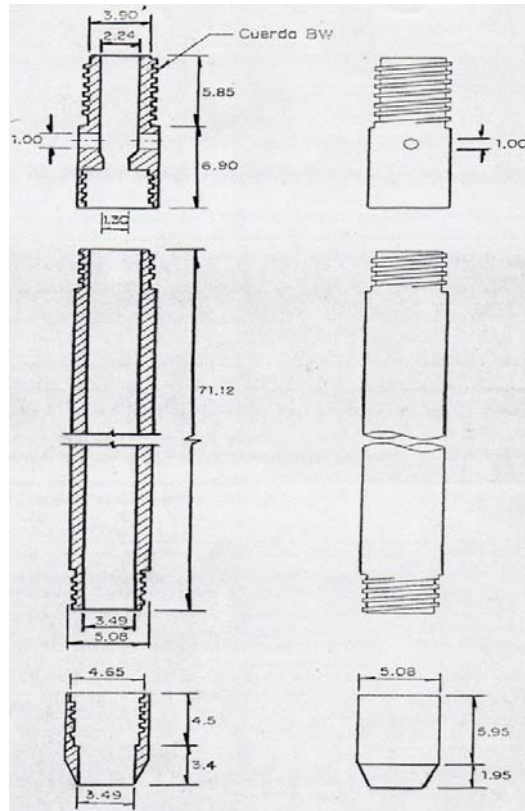
Tabla 4.8. Características de los suelos como materiales de construcción (CFE, 1980)

Tipo de Suelo	Símb	Uso	k	Tubificación	Agrietamiento		Resistencia al Corte	Compresibilidad	Licuación	Manejabilidad
					Contracción	Extensión				
Gravas	GW	Respaldos permeables	Muy alta a alta	Muy baja	Nula	Muy baja	Muy alta	Baja	Baja	Muy buena
	GP									
	GM	Zonas no expuestas a flujo intenso	Media	Alta	Baja	Media a alta	Alta	Baja si >60% es grava	Media	
	GC	Masas homogéneas impermeables	Baja a muy baja	Muy baja			Alta		Baja	
Arenas	SW	Filtros	Alta a media	Baja	Nula	Muy baja	Muy alta	Baja	Baja	Muy buena
	SP	Respaldos permeables					Alta			
	SM	Zonas no expuestas a flujo intenso	Baja	Media	Baja a media	Media a alta	Alta	Baja si >60% es arena	Alta	
	SC	Masas homogéneas	Baja a muy baja	Baja			Alta a media		Muy baja	
Limos y Arcillas $W_L < 50$	ML	Zonas no expuestas a flujo intenso, protegido por filtros	Baja	Muy alta	Alta a muy alta	Muy alta	Media a baja	Asentamientos medios	Media a alta	Adecuada a pobre
	CL	Núcleo impermeable	Muy baja	Muy baja		Media a alta	Media			Pobre a muy pobre
	OL	Requiere estudio	-	-		-	Baja			Adecuada a pobre
Limos y Arcillas $W_L > 50$	MH	Zonas no expuestas a flujo intenso, protegido por filtros	Baja	Alta	Muy alta	Muy alta	Baja	Asentamientos grandes	Muy baja	Buena a adecuada
	CH	Núcleo impermeable	Muy baja	Muy baja		Media a alta	Baja a media			Muy pobre
	OH	Requiere estudio	-	-		-				
Suelos Orgánicos	P _t	No aceptable	-	-	-	-	-	-	-	-

Perforaciones con Posteadora. Las muestras obtenidas de este modo son totalmente alteradas; estas perforaciones tienen un diámetro pequeño y son de fácil uso.

Prueba de Penetración Estándar (SPT). Se puede utilizar en cualquier tipo de suelo fino hasta gravas aisladas, arriba o abajo del nivel freático. Con esta técnica se obtienen muestras alteradas de los suelos y con el número de golpes con que se hince el penetrómetro se mide, indirectamente, la resistencia al corte de suelo. Este muestreador consiste en un tubo grueso partido longitudinalmente, con una zapata de acero y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado (Fig. 4.10). La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite, durante el hincado, aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador y cae por peso propio durante la extracción del muestreador, para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra. El equipo para el hincado consiste en una masa golpeadora de 64 kg con caída libre guiada de 75 cm, que impacta a una pieza integrada a la columna de barras de perforación.

Figura 4.10. Penetrómetro estándar (CFE, 1980)



Acotaciones en cm

En cada avance de 60 cm debe de retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior; una vez limpio el pozo, el muestreador desciende hasta tocar el fondo y a golpes se hace que penetre 15 cm en el suelo; desde este momento deben de contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm.

La literatura técnica contiene varias correlaciones entre el número de penetración estándar y propiedades del suelo, muestra de ellos son las tablas 4.9, 4.10 y 4.11.

Tabla 4.9. Densidad relativa de arenas y número de golpes SPT (CFE, 1980)

Compacidad Relativa	Número de Golpes
Muy suelta	< 4
Suelta	4-10
Media	10-30
Densa	30-50
Muy densa	> 50

Tabla 4.10. Consistencia en suelos finos y número de golpes SPT (CFE, 1980)

Consistencia	N (SPT)	Prueba Simplificada
Muy blanda	< 2	Fácilmente penetrable con el puño (varios centímetros)
Blanda	2-4	Fácilmente penetrable con el pulgar (varios centímetros)
Media	4-8	Puede ser penetrado con el pulgar con esfuerzo moderado (varios centímetros)
Dura	8-15	Fácilmente marcada con el pulgar pero penetrado con gran esfuerzo
Muy dura	15-30	Fácilmente marcada con la uña del pulgar
Durísima	> 30	Marcada con dificultad con la uña del pulgar

Tabla 4.11. Consistencia de arcilla y número de golpes SPT (Das, 2001)

N	Consistencia	Resistencia a compresión simple, q_u (kN,m ²)
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Rigidez media	50-100
10-20	Firme	100-200
20-30	Muy firme	200-400
> 30	Dura	> 400

Prueba de Penetración con Cono Continuo o Cono Eléctrico. Se utiliza para medir la fricción que este experimenta al penetrar el suelo y la resistencia que el material opone en la punta del cono; debido a esto, existen correlaciones útiles para el análisis del suelo. La limitante es que no se recuperan muestras y, en algunos casos, el cono se pierde en la prueba.

Estos conos penetran continuamente en el suelo con el uso de presión hidráulica alcanzando una capacidad de 30 toneladas; utilizan celdas de carga y strain gages para medir electrónicamente la resistencia y la fricción. Existen conos de 10 y 15 cm², estos últimos se utilizan en gravas, arenas y finos cementados. Debido a que este penetrómetro resulta un modo de exploración rápido y económico, se le han dado otras aplicaciones para medir distintas propiedades del suelo, como ejemplo, el CPTU, conocido como piezocono, el cual tiene un transductor que mide la presión de poro del agua además de la resistencia y la fricción que se comentó anteriormente; otro ejemplo, el SCPT o el cono de penetración sísmico, que además de medir las propiedades anteriores, es capaz de evaluar velocidades pequeñas de ondas de corte.

La medición del esfuerzo cortante no drenado depende de la dirección de carga, la anisotropía del suelo y el estado de esfuerzos (Hunt, 2007):

$$s_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}} \quad (\text{Ec. 4.8})$$

donde:

q_t = Resistencia del cono, kg/cm²

σ_v = Esfuerzo total a una profundidad z , kg/cm²

N_{kt} = Es un factor de corrección debido a la profundidad que varía de 10 a 20. N_{kt} tiende a aumentar con el incremento de la plasticidad y disminuye con el decremento de la sensibilidad del suelo.

En la figura 4.11 se muestra una correlación de la resistencia del cono q_c , el ángulo de fricción interna ϕ , y el esfuerzo cortante no drenado s_u .

Tubo de Pared Delgada o Tubo Shelby. Es un tubo liso, regularmente de 7.5 a 10 cm de diámetro, que se hinca a presión para obtener muestras inalteradas de suelos finos blandos a semiduros localizados arriba o abajo del nivel freático.

Este muestreador está constituido por un tubo de acero, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación.

En la figura 4.12 se ilustra el muestreador con dos tipos de unión tubo-cabeza usuales; el primero, cuenta con tres tornillos allen y el segundo con cuerda, este último ha demostrado ser más confiable.

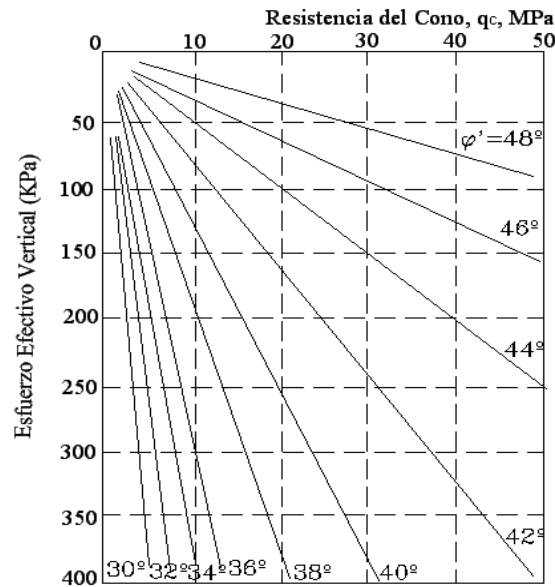


Figura 4.11 Correlación para el cono de penetración continua (Hunt, 2007)

La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de muestreo para permitir el alivio de la presión interior del tubo.

Las muestras obtenidas por medio del tubo de pared delgada son usadas para pruebas de corte o de consolidación. El grado de alteración de la muestra depende, entre otras cosas, de la relación de áreas:

$$A_r (\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

donde:

$$D_e = \text{Diámetro exterior del tubo} \quad D_i = \text{Diámetro interior del tubo}$$

Muestreador Tipo Denison. Consiste en dos tubos concéntricos acoplados a una cabeza con valeros axiales que los une a la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hingue a presión en el suelo sin inducir esfuerzos de tensión a la muestra; mientras que el exterior gira contra el suelo circundante (Fig. 4.13). La cabeza del muestreador cuenta con una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos.

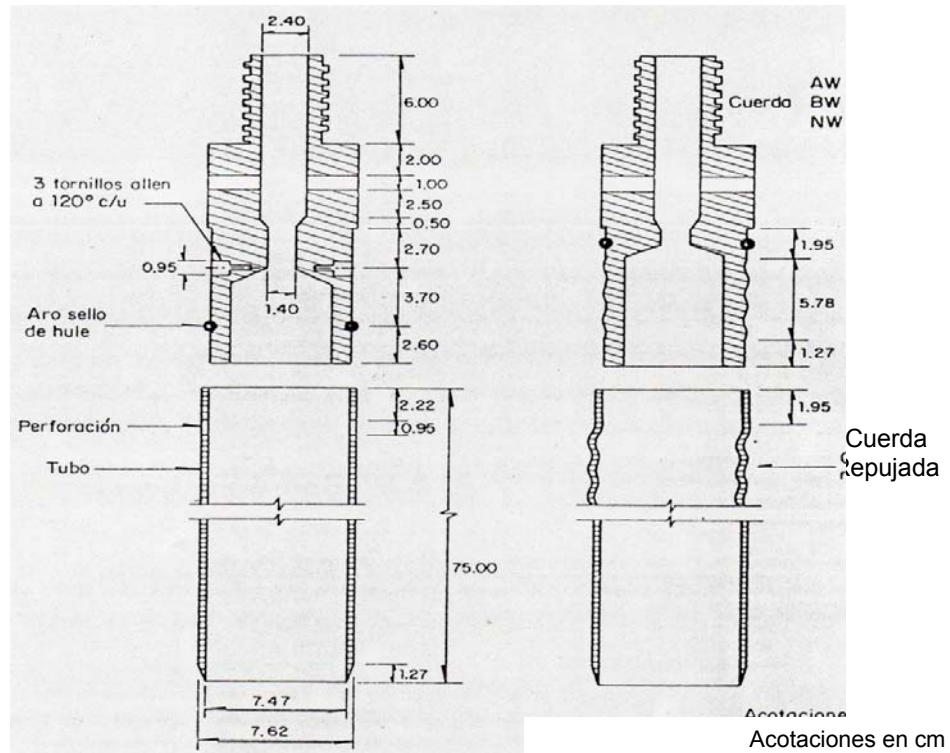
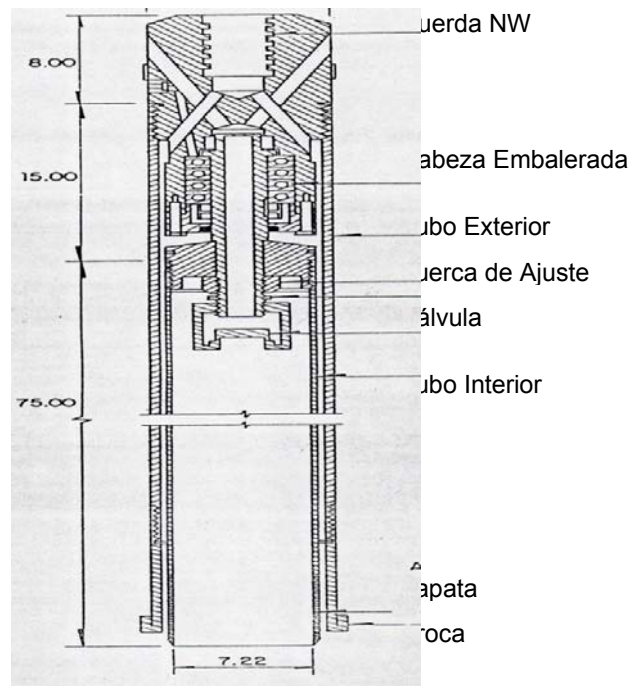


Figura 4.12. Tubo de pared delgada (CFE, 1980)

Figura 3.10 Muestreador
Deista (CFE, 1980)
(CFE, 1980)



Acotaciones en cm

4.4 Clasificación de las rocas y sus propiedades mecánicas

Las rocas se clasifican en tres grupos: rocas ígneas, rocas sedimentarias y las rocas metamórficas.

Las rocas ígneas provienen del magma y existen dos grandes grupos que son: las rocas ígneas extrusivas y las rocas ígneas intrusivas. Las rocas ígneas intrusivas son las que se generan en el interior de la corteza con el magma, el cual está constituido principalmente por silicatos y feldespatos; las rocas ígneas extrusivas son las que se forman en el exterior de la corteza con la lava y pueden ser de dos tipos: lavas y piroclastos (Tabla 4.12). La textura depende de la velocidad de enfriamiento y del lugar, de este modo se tienen rocas ígneas intrusivas que son faneríticas, es decir, de grano grueso y sus minerales están mal formados; las rocas ígneas extrusivas son afaníticas, es decir, de grano microscópico y sus minerales están bien formados. Existe la combinación de las dos texturas que se llama porfídica, donde los fragmentos pequeños envuelven a los grandes.

Las rocas sedimentarias son rocas que han sido formadas por la consolidación de sedimentos (Tabla 4.13).

Tabla 4.12. Clasificación de rocas ígneas

ROCAS EXTRUSIVAS			ROCAS INTRUSIVAS	Características
Piroclásticos		Lavas		
Brechas	Tobas	Riolita	Granito (Q, F _K) Color Claro	Magma Rico en SiO ₂ ÁCIDOS
		Andesita	Diorita (F _{Na})	INTERMEDIOS
		Basalto Color Oscuro	Gabro (F _{Ca})	Magma Pobre en SiO ₂ BÁSICOS
Porfídica		Afaníticas (grano fino)	Faneríticas (grano grueso)	Textura
Vítrea: Obsidiana y pómez				
Tamaño mayor a grava	Tamaño de la arena	Pueden ser vesicular o amigdaloides	Alto Peso Volumétrico	Otros

Una de las características importantes en las rocas sedimentarias es la estratificación, estos planos constituyen superficies de debilidad al esfuerzo cortante.

El grupo denominado clástico (fragmentos) comprende los sedimentos constituidos por partículas individuales separadas por medios mecánicos, dan lugar a la formación de roca por procesos de compactación o cementación. Los sedimentos de origen químico son precipitados que se unen por enlaces químicos.

Tabla 4.13. Clasificación de rocas sedimentarias.

ROCAS SEDIMENTARIAS		
Origen	Tipo	Características
CLÁSTICAS	Conglomerado	Grava, arena, limo y arcilla
	Arenisca	Arena, limo y arcilla
	Limolita	Limo
	Lutita	Arcilla
QUÍMICAS	Caliza	CaCO ₃
	Dolomita	MgCO ₃
	Travertino	Caliza de origen lacustre o de manantial
	Evaporitas	Halita y yeso
ORGÁNICAS	Caliza	Restos animales marinos
	Coral	
	Grafito y Diamante	Serie de Carbón

El metamorfismo es el cambio físico o químico en una roca que involucra una nueva cristalización o nueva textura. Las características generales son una estructura bandeada y una textura que tiene un entrelazamiento de cristales. El fenómeno es producido por altas temperaturas y por intensos esfuerzos. Las rocas metamórficas se clasifican en tres tipos: foliadas, no foliadas y bandeadas (Tabla 4.14).

Tabla 4.14. Clasificación de Rocas Metamórficas.

ROCAS METAMÓRFICAS		
FOLIADAS	NO FOLIADAS	BANDEADAS
Pizarra	Mármol	Gneiss
Filita	Cuarcita	
Esquistos	Skarn	

Tomando en cuenta el fracturamiento y el grado de alteración de la masa de roca existen dos métodos para determinar su calidad.

Método del Índice de Calidad de las Rocas (RQD). Se basa en el estado en que se recuperan las muestras de roca. Depende del número de fracturas y el grado de debilitamiento del macizo rocoso muestreado. Se obtiene una medida indirecta sumando la longitud total de la muestra recuperada pero considerando únicamente aquellos trozos de testigo de longitud igual o superior a 10 cm, en estado sano y compacto. Es necesario un cierto criterio en el caso de las rocas sedimentarias o rocas metamórficas estratificadas; se tiene una correlación entre los valores numéricos del RQD y la calidad general de la roca (Tabla 4.15).

Tabla 4.15. Correlación de los valores del RQD (González, 2002)

RQD (%)	Calidad
0 – 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Regular
75 – 90	Buena
90 -100	Excelente

Método denominado de la Velocidad Relativa. El efecto de las discontinuidades del macizo rocoso puede estimarse comparando la velocidad in situ de ondas de compresión con la velocidad sónica determinada en el laboratorio para un testigo inalterado extraído de la misma roca. La diferencia entre ambas velocidades se debe a las discontinuidades estructurales que existen en el terreno. Se ha propuesto como criterio de calidad el cociente de velocidades o velocidad relativa V_F/V_L , donde V_F y V_L son las velocidades de la onda de compresión para el macizo rocoso in situ y para el testigo inalterado respectivamente. Al aumentar el grado de diaclasado y fracturación, la velocidad relativa disminuye a valores inferiores a la unidad; el cuadrado de la velocidad relativa puede utilizarse de forma equivalente al RQD.

Permeabilidad del Macizo Rocos. Está controlada por la intensidad de fracturación, la interconexión de las discontinuidades y la permeabilidad de las mismas. En la figura 4.14 se presentan valores de la permeabilidad para ciertos tipos de roca.

Permeabilidad de la Matriz Rocosa Sana													
m/seg	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹²	10 ⁻¹³
Arenisca						←	←	←	←	←	←	←	←
Caliza						←	←	←	←	←	←	←	←
Granito									←	←	←	←	←
Lutita									←	←	←	←	←
Pizarra									←	←	←	←	←
Esquisto							←	←	←	←	←	←	←
RM							←	←	←	←	←	←	←
RV							←	←	←	←	←	←	←
Sal										←	←	←	←
Permeabilidad de Macizos Rocosos Fracturados y/o Alterados													
Arenisca		←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
Caliza	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
Granito		←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
Lutita						←	←	←	←	←	←	←	←
RM			←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
RV													
Basalto	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
Estratos de Sal								←	←	←	←	←	←
Esquisto Fisurado				←	←	←	←	←	←	←	←	←	←
	Muy Alta		Alta		Media		Baja		Muy Baja				

RM = Roca metamórfica RV = Roca Volcánica

Figura 4.14. Valores de Permeabilidad para Rocas y Macizos Rocosos

(González, 2002)

En México, las formaciones que han dado lugar a permeabilidad alta son las calizas cavernosas o cársticas y las formaciones volcánicas jóvenes que han sufrido un proceso muy rápido de enfriamiento.

Se ha observado que se enfría la roca al llenarse el vaso de la presa. Esto contribuye a que las fracturas ya tratadas con inyecciones se abran nuevamente; al hacer exploraciones geológicas se han registrado en la roca temperaturas de 30° a 35° C, mientras que la del agua almacenada ronda los 10° C. La determinación del gasto de filtración a través de las fisuras de una masa rocosa se logra con la prueba Lugeon.

Este ensaye calcula la permeabilidad de los macizos rocosos en cualquier tipo de litología y estado de fracturación, se realiza en el interior de barrenos (Fig. 4.15). El ensaye consiste en medir el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación que absorbe un manto bajo una presión de 10 kg/cm² sostenida por 10 min (flujo establecido). Por lo general, se ensayan tramos de 5 metros de sondeo, aislando el tramo de ensayo del resto del sondeo utilizando uno o dos obturadores.

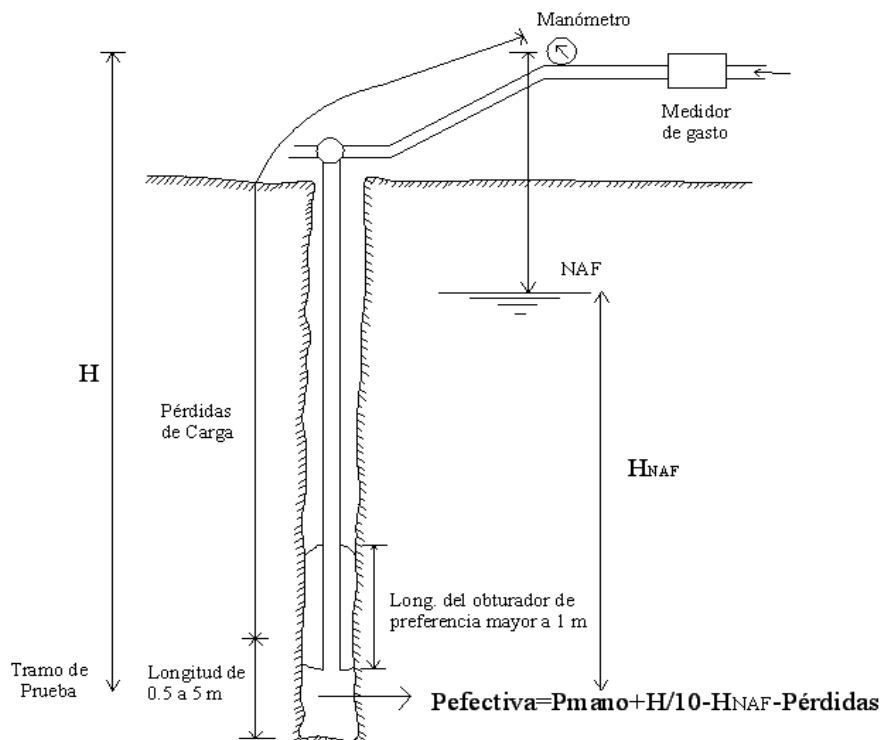


Figura 4.15. Ensayo Lugeon (Marsal y Resendiz, 1975)

La unidad de medida del ensayo es la Unidad Lugeon que corresponde a una absorción de agua de un litro por metro de sondeo y por minuto, realizando el ensayo a 10 atmósferas de presión durante 10 minutos. Una Unidad Lugeon equivale aproximadamente a un coeficiente de permeabilidad de 10^{-5} cm/seg. Los resultados de esta prueba se presentan en función de la profundidad, en Unidades Lugeon o en l/min x m indicando la presión aplicada.

En la figura 4.16 se presentan casos típicos de este ensayo y en la tabla 4.16 se presenta una clasificación de macizos rocosos en función de su permeabilidad.

Tabla 4.16. Clasificación de macizos rocosos en función de la permeabilidad

Tipo de Macizo	Unidades Lugeon	Presión (Kg/cm ²)
Muy impermeable	0 - 1	10
Prácticamente impermeable	1 - 3	10
Permeable	> 3	10
	1.5 - 6	5
Muy permeable	> 3	10
	> 6	5

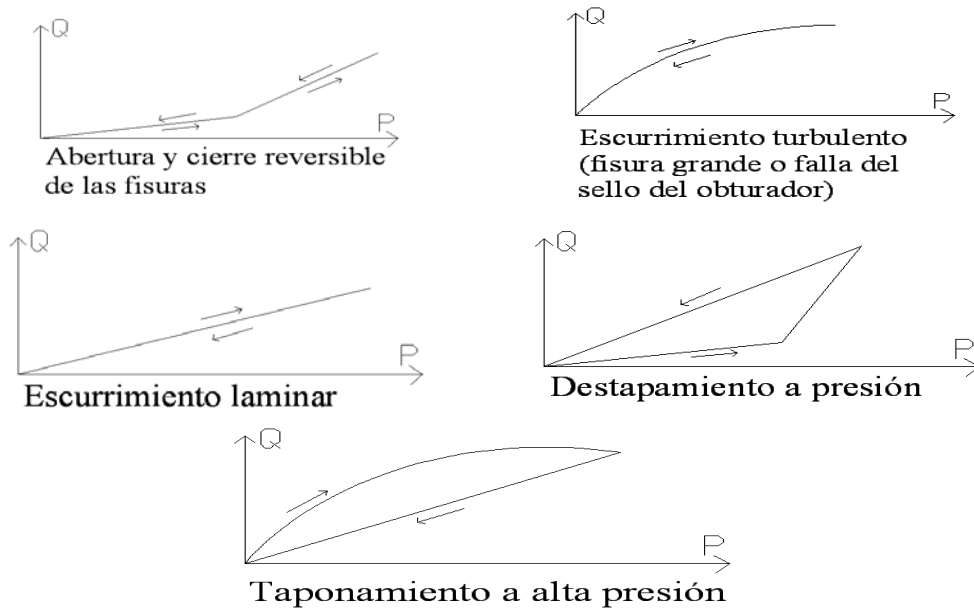


Figura 4.16. Pruebas Lugeon (Marsal y Resendiz, 1975).

La resistencia a compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. La roca intacta se puede clasificar en una de las categorías de resistencia indicadas a continuación:

1. Basada en la resistencia (Tabla 4.17).

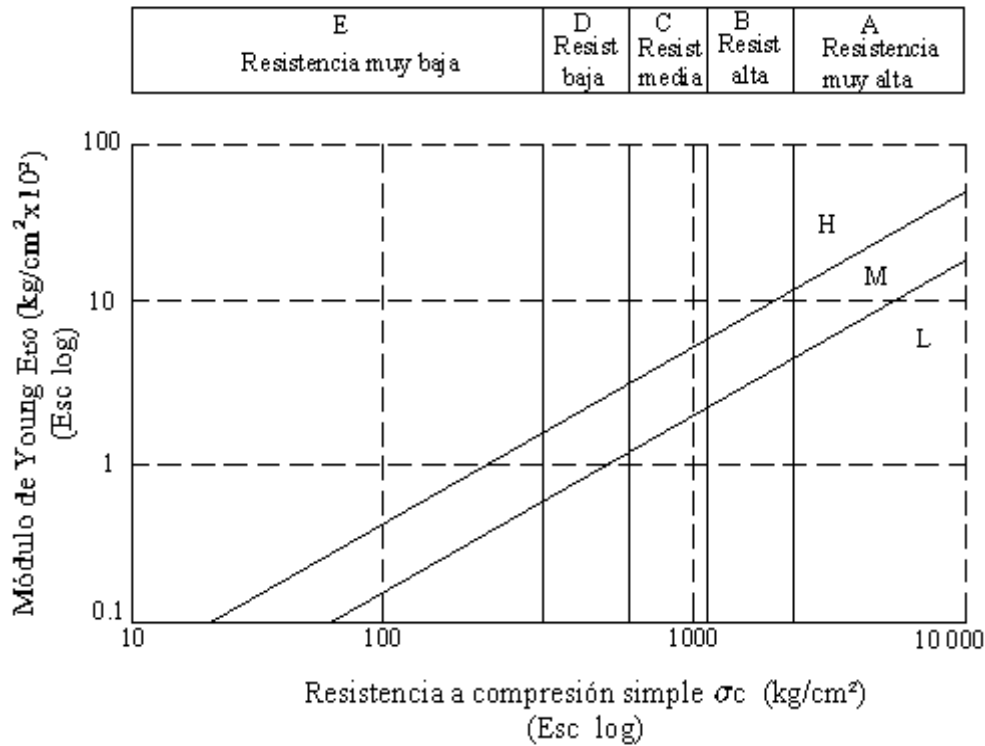
Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)
A	Resistencia muy alta	> 2 250
B	Resistencia alta	1 120 – 2 250
C	Resistencia media	560 – 1 120
D	Resistencia baja	280 – 560
E	Resistencia muy baja	< 280

La línea divisoria entre las categorías A y B se ha fijado en 2 250 kg/cm² ya que éste constituye el límite superior de resistencia de las rocas más comunes (Fig. 4.17).

2. Basada en el módulo relativo (Tabla 4.18).

Clase	Descripción	Módulo Relativo
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200 – 500
L	Módulo relativo bajo	< 200

El módulo relativo de la roca es la relación entre su módulo de elasticidad, E , y su resistencia a compresión simple, σ_c , esta relación varía en función de la litología. La mayoría de las rocas presentan un valor del módulo relativo entre 200 y 500. Entran en la categoría A la cuarcita y los basaltos densos. La categoría B comprende la mayoría de las rocas ígneas, las rocas metamórficas más duras, areniscas bien cementadas y gran parte de las calizas. En la categoría C se encuentran las pizarras arcillosas, areniscas y calizas porosas. Las categorías D y E comprenden rocas porosas o de baja densidad como la toba porosa, las pizarras muy arcillosas y las rocas meteorizadas.



Simbología:

- H = Módulo relativo elevado (>500)
- M = Módulo relativo medio (200-500)
- L = Módulo relativo bajo (<200)

Nota:

Módulo de elasticidad = Módulo de deformabilidad tangente al 50% de la máxima resistencia a compresión

Figura 4.17. Gráfica de la resistencia a compresión simple (González, 2002)

5. DISEÑO DE UNA PRESA PEQUEÑA

5.1 Clasificación de tipos de presas

A continuación se presentan los términos básicos empleados en presas (Marsal y Resendiz, 1975).

- Cortina. Se refiere a la estructura que tiene por objeto crear un almacenamiento de agua o derivar un río.

- Boquilla. Lugar elegido para construir la cortina.

- Sección de la Cortina. Es cualquier corte transversal de la presa, pero a menos que se especifique la estación de dicho corte, se entenderá por la sección de máxima altura de la cortina.

- Altura de la Cortina. Se define como la distancia vertical máxima entre la corona y la cimentación, la cual no necesariamente puede coincidir con la medida desde el cauce del río, debido a la presencia de depósitos aluviales.

- Corona o Cresta. Es la superficie superior de la cortina que, en varios casos, puede alojar una carretera; es parte de la protección de la presa contra oleaje y sismo, también puede servir de acceso a otras estructuras.

- Talud. Cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la cortina o con el medio circundante.

- Corazón Impermeable. También se le llama núcleo de tierra, se refiere al elemento de la presa que cierra el paso del agua contenida en el embalse o vaso.

- Resaldos Permeables. Son las masas granulares que integran, tomando en cuenta también el corazón impermeable, la sección de la cortina. Pueden estar formados por filtros, transiciones o enrocamientos.

- Nivel de Aguas Mínimo NAM. Es el nivel mínimo que puede alcanzar el embalse, coincide con el nivel mínimo de la toma situada a la menor cota.

- Nivel de Aguas Mínimo Operacional NAMINO. Es el nivel mínimo necesario que las estructuras asociadas a la presa necesitan para operar de manera adecuada.

- Nivel de Aguas Máximo Ordinario NAMO. Coincide con la elevación de la cresta del vertedor en el caso de una estructura que derrama libremente, si se tienen compuertas, es el nivel superior a estas.

- Nivel de Aguas Máximo Extraordinario NAME. Es la elevación del agua en el vaso cuando la presa está llena y además funciona el vertedor a su máxima capacidad. A la diferencia entre la elevación de la corona y el nivel de aguas máximo extraordinario se le llama bordo libre.

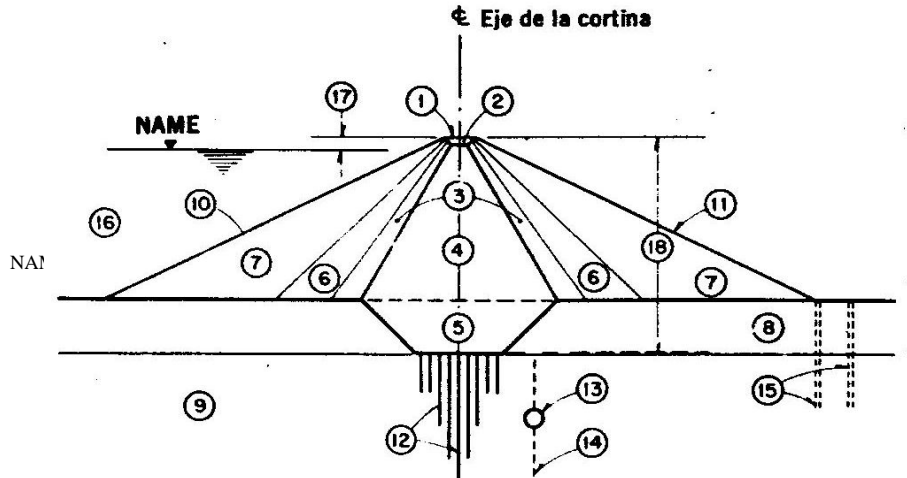


Figura 5

Nomenclatura

1	Cresta o Corona	10	Talud Aguas Arriba
2	Revestimiento de Corona	11	Talud Aguas Abajo
3	Filtros	12	Pantalla de Inyecciones
4	Corazón o Núcleo Impermeable	13	Galería
5	Trinchera	14	Drenes
6	Transiciones	15	Pozos de Alivio
7	Enrocamientos	16	Embalse o Vaso
8	Depósito Aluvial	17	Bordo Libre
9	Roca Basal	18	Altura de la Cortina

Se considera necesario exponer cuatro clasificaciones de acuerdo con: el uso, el proyecto hidráulico, los materiales que conforman a la estructura o el procedimiento de construcción.

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función más general que van a desempeñar.

1. Presa de almacenamiento. Se construye para embalsar el agua en los periodos de lluvia. Las presas de almacenamiento se pueden clasificar de acuerdo con el objeto del almacenamiento, como para abastecimiento de agua, para recreo, para la cría de peces y animales salvajes, para la generación de energía hidroeléctrica, irrigación, entre otros.

2. Presa de derivación. Se realiza ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar. Se utiliza en los sistemas de riego, para la derivación de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente.

3. Presa reguladora. Su fin es retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Este tipo de presa, a su vez tiene otra división. Primera, donde el agua se almacena temporalmente y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo. Segunda, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por estratos de grava de la cimentación: a esta última, también se le conoce como de distribución o dique, ya que su principal objetivo es recargar los acuíferos. Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos, comúnmente se les llama presas para arrastre (USDI, 1960).

Atendiendo a su proyecto hidráulico, las presas se pueden clasificar también como presas vertedoras o no vertedoras.

Las presas vertedoras se proyectan para descargar sobre su corona, por esta razón deben estar hechas de materiales que no se erosionen con dichas descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero o madera.

Las presas no vertedoras son las que se proyectan para que el agua no rebase su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento.

La clasificación de presas según sus materiales abarcan presas pequeñas construidas de tierra, de enrocamiento y de gravedad de concreto.

1. Presas de tierra. Este tipo de presas son las más comunes, debido a que en su construcción intervienen materiales en su estado natural que

requieren el mínimo tratamiento, los requisitos para su cimentación son menos exigentes. Las presas de tierra requieren estructuras complementarias que sirvan de vertedores de demasías. La principal desventaja de una presa de este tipo es que, si no tiene suficiente capacidad, el vertedor de demasías puede dañarse y aún destruirse por el efecto erosivo del agua que llegue a rebasarla.

2. Presas de enrocamiento. Se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. Dicha membrana puede ser una capa de material impermeable, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, entre otras opciones. Deben de tener un vertedor de demasías de la capacidad adecuada. Este tipo de presas, requieren de cimentaciones que no estén sujetas a asentamientos de magnitudes que puedan romper la membrana impermeable. Las únicas cimentaciones adecuadas son la roca o la arena compacta y la grava.

3. Presas de concreto o mampostería del tipo de gravedad. Las presas de gravedad de concreto se adaptan a los lugares en que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana. Debido a su diseño y manejabilidad en la construcción, este tipo de presa se adapta muy bien para utilizarse con cresta vertedora. Las presas de gravedad pueden tener planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y la seguridad.

4. Presas de concreto del tipo arco. Se adaptan a los lugares en los que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande y donde la cimentación en estos mismos arranques es roca sólida capaz de resistir el empuje del arco.

5. Presas de concreto del tipo de contrafuertes. Las presas del tipo de contrafuertes comprenden las losas y las de arcos. Requieren aproximadamente el 60% menos de concreto que las presas macizas de gravedad, pero los aumentos debidos a los moldes y al refuerzo de acero necesario contrarrestan los ahorros que del concreto surgen (USDI, 1960).

De acuerdo al procedimiento de construcción se tienen dos tipos de presas: la de relleno hidráulico y la de materiales compactados.

1. Presas de relleno hidráulico. La característica fundamental es que los materiales integrantes de la sección, incluyendo los finos del corazón y los granulares gruesos, son procesados en la cantera, conducidos a la cortina y colocados en ella por medios hidráulicos (Marsal y Resendiz, 1975). Una ilustración de este tipo de presa se presenta en la figura 5.2.

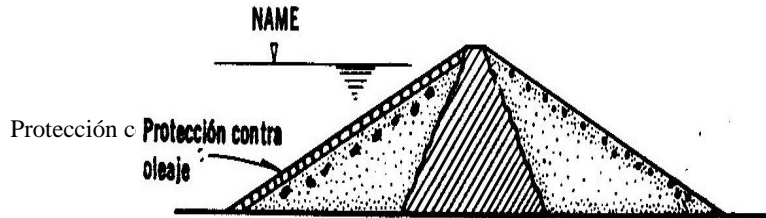


Figura 5.2. Presa de relleno hidráulico (Marsal y Resendiz, 1975)

Son varios los factores que se presentan en la construcción de la estructura:

a) Cantera. Debe de tener composición granulométrica aceptable y homogénea.

b) Transporte. Por lo general se utiliza el transporte de carga, en la cortina se forman montones que se atacan con chiflones para repartir el material por sedimentación, desde los taludes exteriores hacia el centro de la sección; a este procedimiento se le conoce como semihidráulico.

c) Terraplén. Debido a que la colocación de los materiales en la cortina se realiza por sedimentación, el control de las velocidades debe de ser estricto.

d) Sección de la Cortina. En la mayoría de los casos no es posible detectar de forma precisa las fronteras de los diferentes materiales que componen a la cortina, pues de los tamaños grandes gradualmente se pasa a los tamaños pequeños. La ubicación de estas fronteras se obtiene a partir de la composición granulométrica media del material que se va a utilizar en la construcción. Un control deficiente en la distribución del material de la cortina se presenta en la figura 5.3

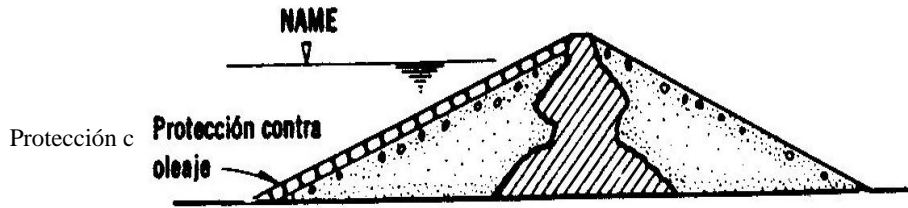


Figura 5.3. Defectos en una presa de relleno hidráulico

2. Presas de materiales compactados. Las características de la sección en una presa de materiales compactados dependen de la disponibilidad de suelos y rocas, de las propiedades mecánicas, de la topografía del lugar y de las condiciones geológicas. Enseguida se describen algunas secciones típicas.

a). Presa Homogénea. Se construye casi exclusivamente con tierra compactada, tiene una protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba (Fig. 5.4).

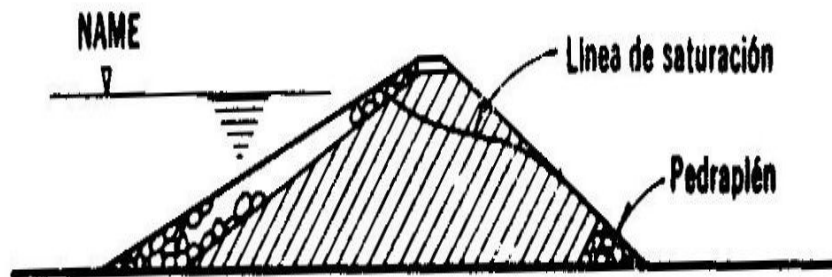


Figura 5.4. Presa homogénea (Marsal y Resendiz, 1975)

b). Presa Homogénea con Filtro. El objetivo es que el flujo de agua a través de la masa de tierra no intercepte el talud de aguas abajo. En la figura 5.5, se puede observar en la base del terraplén un filtro formado con arena bien graduada; el espesor y la longitud están sujetos al estudio del flujo de agua en la masa de tierra.

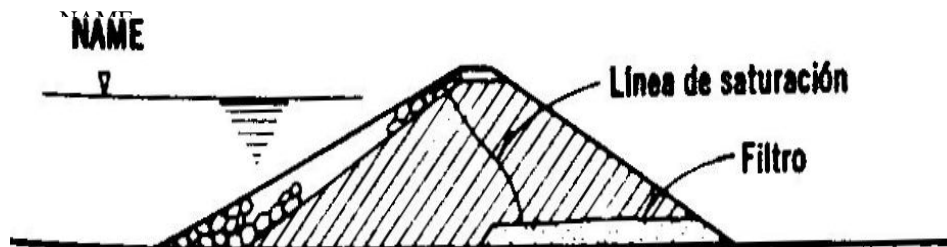


Figura 5.5. Presa homogénea con filtro horizontal (Marsal y Resendiz, 1975)

Cuando los materiales utilizados en la cortina son sensibles al agrietamiento y la presa está cimentada sobre suelos compresibles se puede incluir un dren vertical o chimenea que se conecta a un filtro horizontal (Fig. 5.6). De este modo se logra interceptar las grietas transversales a la cortina y el agua puede circular por ellas sin provocar el fenómeno de tubificación. Una condición en la que se debe de tener especial cuidado en las presas homogéneas es en el vaciado rápido. En algunas ocasiones se ha recurrido a la colocación de filtros en el interior de la masa próxima al paramento mojado, con el objetivo de reducir las fuerzas de filtración hacia dicho talud (Fig. 5.7).

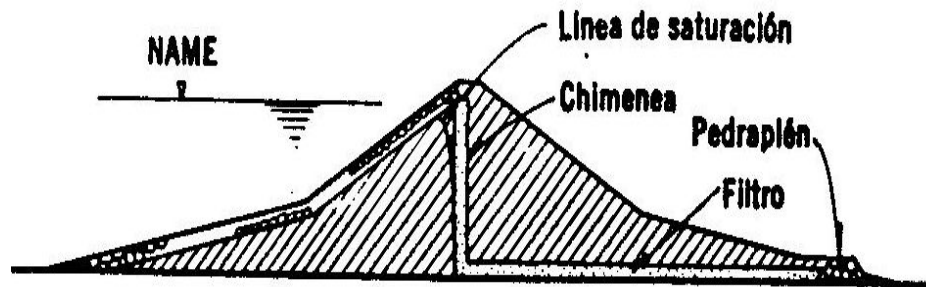


Figura 5.6. Presa homogénea con filtros vertical y horizontal
(Marsal y Resendiz, 1975)

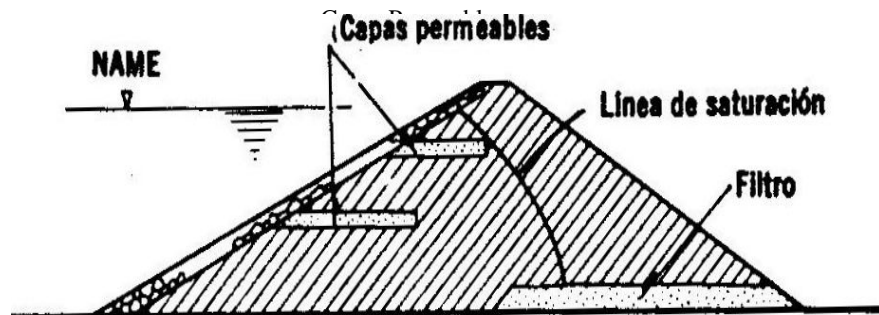


Figura 5.7. Presa homogénea con filtros aguas arriba y aguas abajo
(Marsal y Resendiz, 1975)

c). Presa de Materiales Graduados. Los materiales se distribuyen en forma gradual, de los suelos finos en el corazón, pasando por los filtros y transiciones a los enrocamientos, donde de igual modo se trata de respetar el mismo orden (Fig. 5.8). Esto depende de que se tenga en el sitio la serie de materiales necesarios.

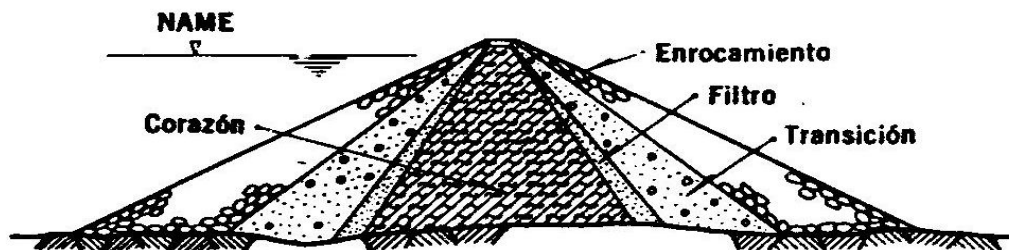


Figura 5.8. Presa de Materiales Graduados (Marsal y Resendiz, 1975)

d). Presas de Enrocamiento. Las masas de roca empleadas en este tipo de presa son voluminosas comparadas con el corazón impermeable. Este puede ocupar la parte central, como se muestra en la figura 5.9, o puede ser inclinado hacia aguas abajo (Fig. 5.10), la forma propuesta obedece a la facilidad de construcción. La roca se puede colocar en época de lluvias o nieve, mientras que ese trabajo no es nada conveniente para el corazón. Un caso límite es la presa de enrocamiento con pantalla impermeable, ya sea de concreto o asfalto, en el paramento mojado (Fig. 5.11).

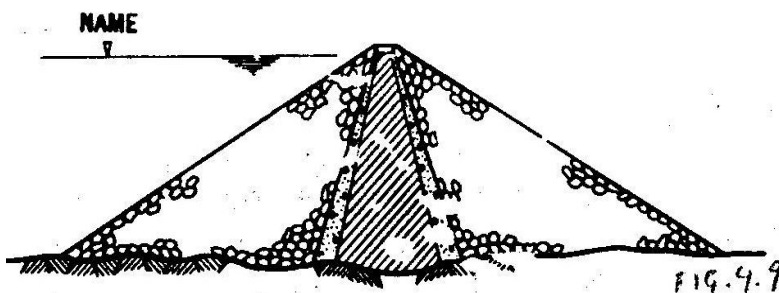


Figura 5.9. Presa de enrocamiento con corazón vertical.
(Marsal y Resendiz, 1975)

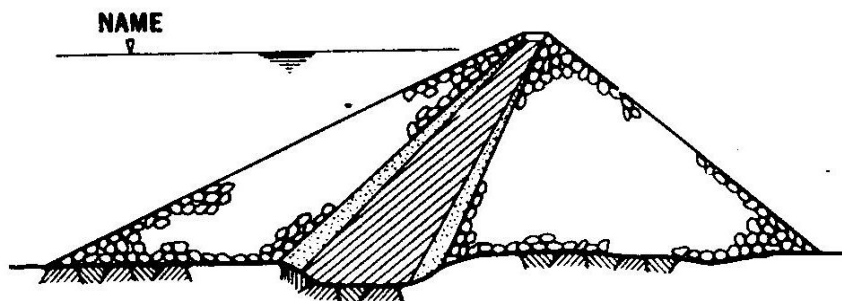


Figura 5.10. Presa de enrocamiento con corazón inclinado.
(Marsal y Resendiz, 1975)

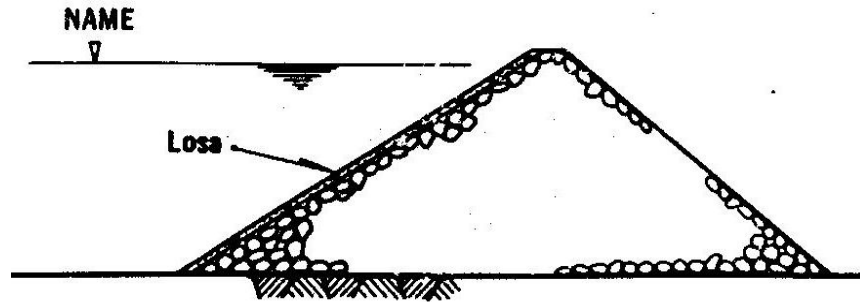


Figura 5.11. Presa de enrocamiento con losa de concreto o asfalto

También se han llevado a cabo estructuras con un muro de concreto o mampostería, lleno o celular, al centro (Fig. 5.12). Pero, el problema que se presenta es en la junta de la pantalla con la cimentación y empotramientos. Los asentamientos diferenciales que se pueden llegar a generar son los causantes de las roturas en las uniones que conllevan a filtraciones.

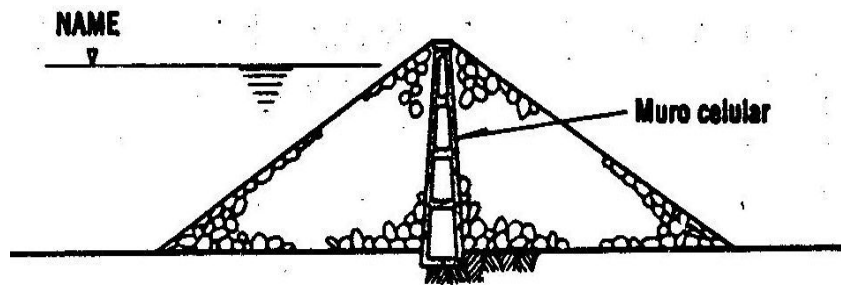


Figura 5.12 Presa de enrocamiento con muro celular (Marsal y Resendiz, 1975)

e). Presas de Delantal o con Pantalla. Cuando los depósitos de aluvión son de espesores menores a 20 m, es preferible llevar el corazón impermeable hasta la roca mediante una trinchera (Fig. 5.13), pero, si el espesor supera esa medida o son depósitos muy permeables, no resultaría económico excavar. Debido a lo anterior, existen dos tipos de soluciones: 1. el delantal de arcilla compactada, prolongación horizontal del corazón hacia aguas arriba (Fig. 5.14); 2. la pantalla impermeable a base de inyecciones (Fig. 5.15) o con pilotes o muros de concreto colados en el lugar (Fig. 5.16), o por último, a modo de sustituir la arena y la grava del río por lodo en una trinchera de 3 m de ancho excavada a través del cauce (Fig. 5.17).

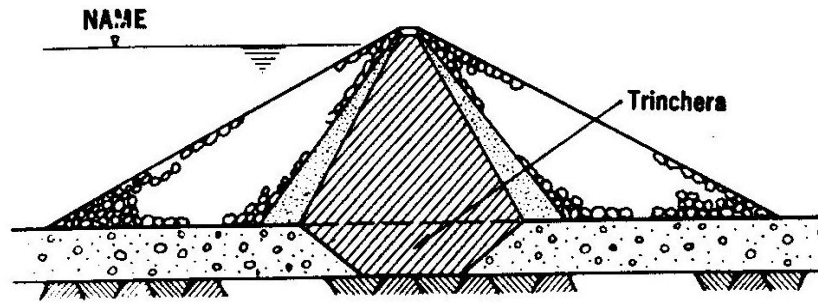


Figura 5.13. Presa de tierra y enrocamiento con trinchera (Altura de cortina < 20 m)
(Marsal y Resendiz, 1975)

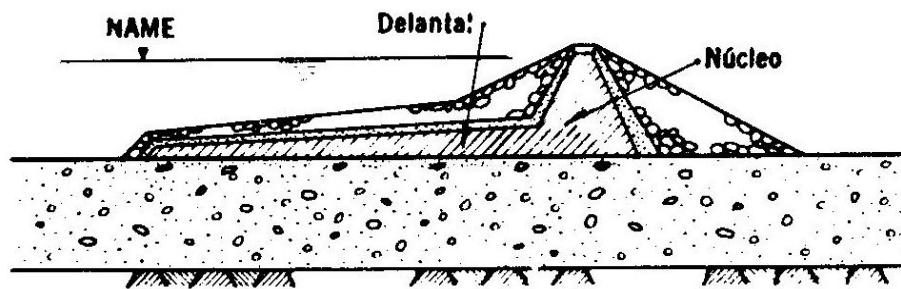


Figura 5.14. Presa con delantal impermeable (Marsal y Resendiz, 1975)

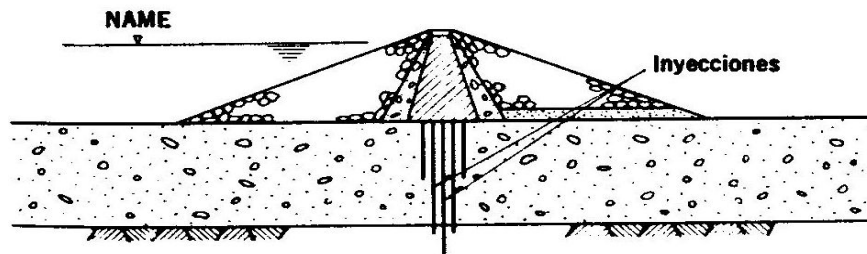


Figura 5.15. Pantalla de inyecciones (Marsal y Resendiz, 1975)

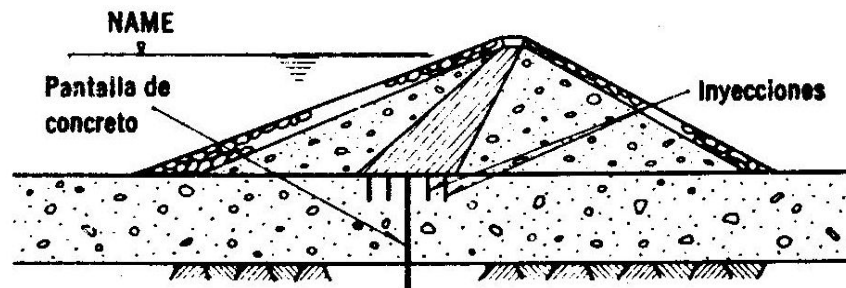


Figura 5.16. Pantalla de pilotes o muros de concreto simple
(Marsal y Resendiz, 1975)

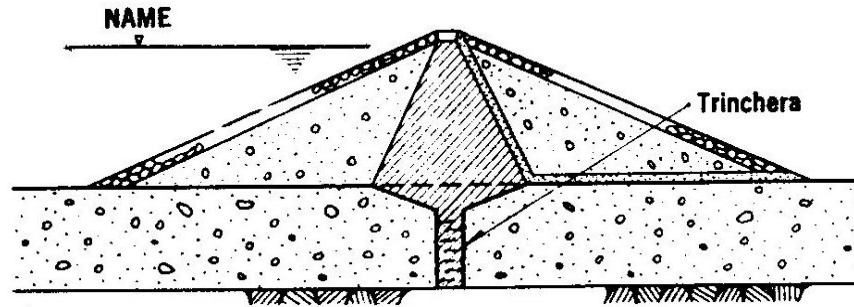


Figura 5.17. Trinchera rellena con lodo (Marsal y Resendiz, 1975)

En el Apéndice A se muestra un listado de presas con una altura de cortina no mayor a 40 m, lo cual las coloca en la clasificación de Presas Pequeñas e ilustra los diferentes tipos que pueden existir.

5.2 El flujo de agua en suelos y rocas

En el momento de resolver un problema de flujo de agua en suelos y rocas, como el análisis de las infiltraciones a través de la cortina y del terreno de cimentación de una presa, sea de tierra o enrocamiento, se obtiene información fundamental que se puede dividir en cuatro aspectos:

1. El gasto de infiltración a través de la zona de flujo.
2. La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad de la masa de suelo o roca a través de la que ocurre.
3. La posibilidad de que se produzcan arrastres de material sólido, erosiones, tubificación, entre otros fenómenos.
4. Fuerzas de filtración.

Se deben conocer los principios del flujo de fluidos para resolver los problemas concernientes a la velocidad a la que el se desplaza fluye a través del suelo y las rocas, por ejemplo, en una presa de tierra, la consolidación para determinar el asentamiento de una cimentación, entre otros.

Se conoce que como los poros de un suelo están conectados entre sí, el agua puede fluir a través de los suelos naturales más compactos; esto también es aplicable a las rocas, donde el flujo de agua se realiza a través de los poros y microfisuras interconectados de la roca, a esto se le llama permeabilidad

primaria, por otro lado, en los macizos rocosos el agua fluye a favor de las superficies de discontinuidad y se define como permeabilidad secundaria

De modo general, los problemas de flujo de agua se pueden dividir en dos grupos: problemas de flujo confinado y problemas de flujo no confinado. Los primeros son aquellos donde todas las fronteras de la región de flujo están definidas, por ejemplo el caso de una tablestaca hincada. Los problemas referentes al flujo no confinado son aquellos donde las fronteras del problema no se encuentran bien definidas, por ejemplo el flujo de agua a través de una presa de tierra o enrocamiento.

Una red de flujo esta compuesta por líneas de flujo y líneas equipotenciales y éstas tienen tres propiedades:

1. El gasto que pasa entre dos de ellas es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas; a este espacio entre dos líneas de flujo se llama canal de flujo.
2. Las líneas de flujo no pueden cortarse dentro de la región de flujo, es decir, si las dos líneas de flujo se unen en el punto de contacto no existe el área para el paso de agua y de este modo no se respeta la continuidad del gasto.
3. Las líneas equipotenciales tampoco se pueden cortar, ya que en ese punto el agua tendría a la vez dos cargas hidráulicas diferentes.

El método de las redes de flujo se basa en que dos familias de líneas cumplan la condición de ortogonalidad y las condiciones de frontera de la región de flujo que constituyen una solución única de la ecuación de Laplace y en consecuencia, del problema descrito. Se definen las condiciones de frontera y se trazan las dos familias de curvas ortogonales

El trazo de una red de flujo comprende los siguientes pasos:

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

Las condiciones de frontera en el flujo de agua en una presa de tierra se presentan a continuación con ayuda de la figura 5.18:

- a. Frontera suelo infiltrado-suelo impermeable (BC)
Línea de Flujo
- b. Frontera agua-suelo infiltrado (BE y GC)
Línea Equipotencial
- c. Frontera suelo infiltrado-suelo permeable no infiltrado (EF)
Línea de Flujo
- d. Frontera suelo infiltrado-aire (FG)
No es línea de flujo ni es equipotencial

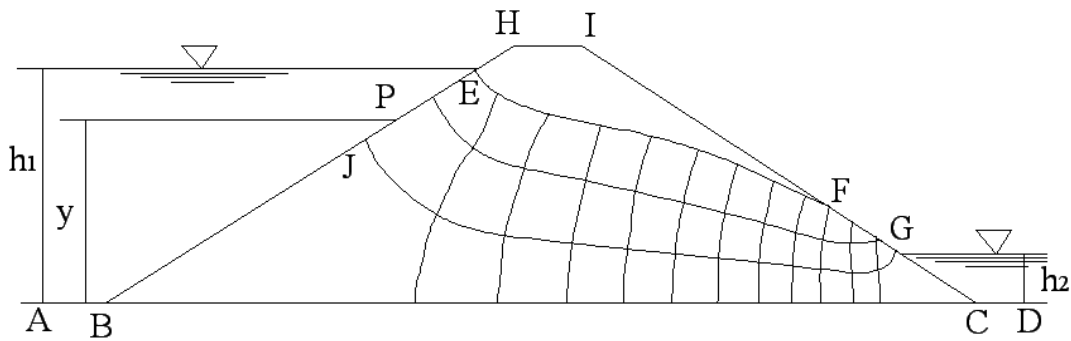


Figura 5.18. Condiciones de Frontera (Casagrande, 1925-1940)

Se trazarán sólo unas cuantas líneas de flujo y equipotenciales con una cierta conveniencia; para ello lo más recomendable es lo siguiente:

- Dibujar las líneas de flujo a modo que el gasto que pase por el canal formado entre cada dos de ellas sea el mismo (Δq)
- Dibujar las líneas equipotenciales de manera que la caída de carga hidráulica entre cada dos de ellas sea la misma (Δh)

Así se tiene que el gasto Δq que pasa por el canal es:

$$\Delta q = ka \frac{\Delta h}{b} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

donde a es el área media del rectángulo curvilíneo normal al flujo, Δh es la caída constante de potencial hidráulico entre ϕ_i y ϕ_j y b es la distancia media recorrida por el agua entre dos equipotenciales (Fig. 5.19).

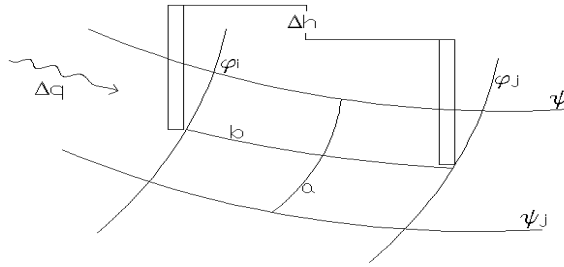


Figura 5.19. Canal de flujo (Casagrande, 1925-1940)

La ecuación 5.1 se puede modificar de manera que se tiene la siguiente expresión que permite calcular el gasto por unidad de longitud normal a la sección estudiada:

$$q = khF_f \quad (\text{Ec. 5.2})$$

donde:

q = Gasto

k = Coeficiente de Permeabilidad

h = Carga o pérdida total en toda la zona de flujo

F_f = Factor de forma y esta dado por la relación $\frac{n_f}{n_e}$ donde n_f es el número total de canales de flujo que tiene la red y n_e es el número de caídas de potencial que existen en toda la zona de flujo.

El Doctor Casagrande sugiere ciertos lineamientos para facilitar el trazo de redes de flujo, a continuación se presentan dichas reglas:

1. Estudiar la apariencia de redes de flujo (Fig. 5.20).
2. Es suficiente trazar 4 ó 5 tubos de corriente, ya que el uso excesivo de ellos podría distraer la atención de las características generales de la red.
3. Observe la apariencia general de la red, no ajuste detalles antes de que la red completa esté aproximadamente correcta.
4. Con frecuencia hay regiones de una red de flujo en las que las líneas de corriente deben de ser rectas, aproximadamente paralelas. Los tubos de corriente son casi de la misma anchura y los cuadrados de tamaño uniforme
5. La red de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas es frecuentemente simétrica y consta de curvas en forma elíptica.

6. Todas las transiciones de una sección recta y otra curva de una línea de corriente o de una equipotencial son suaves y de forma aproximadamente elíptica o parabólica.

7. La primera suposición que se hace de los tubos de corriente da por resultado una red en la que no todas las figuras son cuadradas. La pérdida de carga entre dos equipotenciales vecinas correspondientes a un número de tubos de corriente arbitrariamente elegido no será un divisor entero de la pérdida total; por lo tanto, al final de la red de flujo quedará una hilera de rectángulos. Para fines prácticos, esto no es una desventaja.

8. Las condiciones de frontera pueden introducir singularidades en la red de flujo.

9. Una cara de descarga, en contacto con el aire no es una línea de corriente ni una equipotencial; por lo tanto, los cuadros a lo largo de esa línea son incompletos. Sin embargo, esa frontera debe de satisfacer las mismas condiciones que la línea de saturación en lo que se refiere a la igualdad de las pérdidas de carga entre los puntos de intersección con las líneas equipotenciales.

10. Al construir una red de flujo que contenga una superficie libre debe de comenzarse por suponer la cara de la descarga y el punto de descarga y luego proceder hacia la cara de aguas arriba, hasta obtener las posiciones relativas correctas de los puntos de entrada y descarga; por lo tanto, la escala a la cual se dibuja una red de flujo con superficie libre no se conocerá hasta que se haya terminado la mayor parte de la red.

El flujo de agua en suelos que se presenta en una presa de tierra es de características especiales; una de ellas es que en la región de flujo no se conoce una de las fronteras, sea la presa de tierra con material homogéneo e isótropo presentada en la figura 5.21; la línea 1-2 es una línea equipotencial, la línea 1-3 es una línea de flujo; estas dos fronteras se pueden definir sencillamente, pero no así las restantes, se puede intuir que la línea 2-4 es posible, donde debajo de esa línea la cortina se satura por el agua que fluye y arriba, dejando una distancia debido a la capilaridad, el suelo permanece seco;

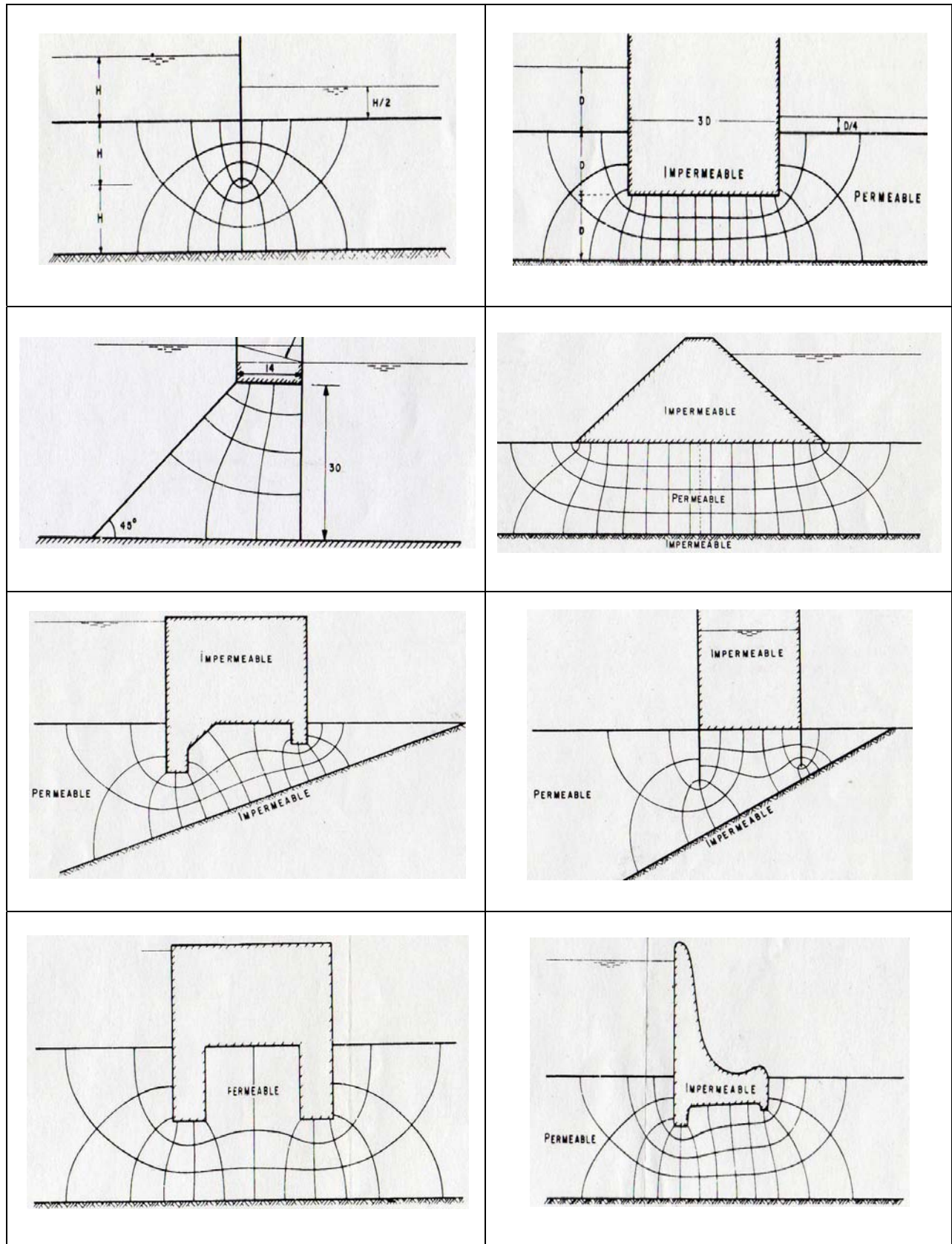


Figura 5.20. Ejemplos de redes de flujo (Casagrande, 1925-1940)

sin embargo, la línea 2-4 no se conoce de modo exacto y tampoco la ubicación del punto 4; a esta línea que limita la zona de flujo dentro de la presa, se le denomina línea de corriente superior y es de importancia para trazar la red de flujo; algo parecido puede expresarse de la línea 4-3. La línea de corriente superior también es línea equipresión ya que todos los puntos tienen la presión cero, en esta línea se debe de cumplir que las líneas equipotenciales la cortarán a intervalos verticales iguales entre si e iguales al intervalo Δh de la red, esto mismo se debe de cumplir en la línea 4-3.

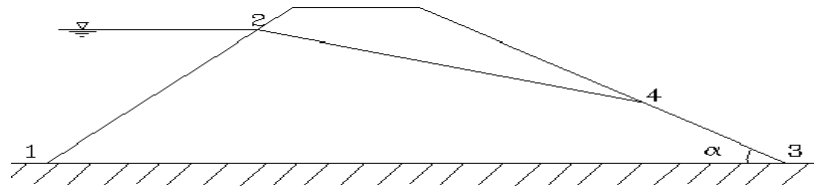


Figura 5.21. Región de flujo

La forma en que la línea de corriente superior debe de entrar en el material permeable de la presa de tierra se puede determinar debido a que la superficie de entrada 1-2 es una línea equipotencial (Fig. 5.21) y la línea de corriente superior es de flujo, por ende, la línea a trazar debe de entrar en la presa formando un ángulo de 90° con la superficie 1-2. Sin embargo, la entrada de la línea de corriente superior puede ser de otro modo cuando el talud aguas arriba de la presa está invertido ($\alpha > 90^\circ$) como se muestra en la parte c de la figura 5.22.

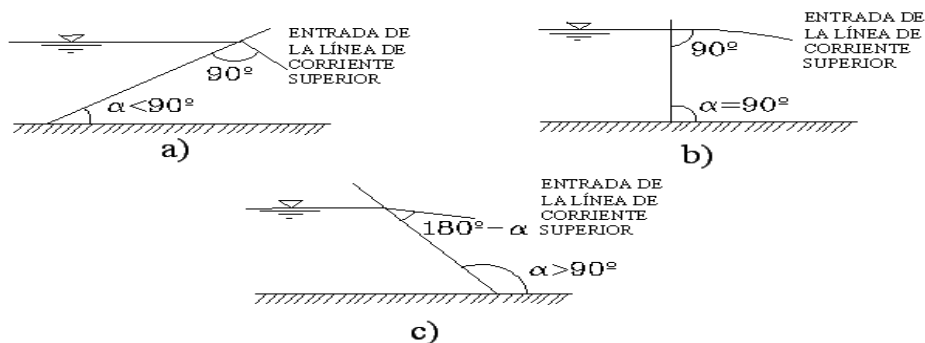


Figura 5.22. Condiciones de entrada de la línea de corriente superior

La velocidad del agua en un punto cualquiera de la línea de corriente superior esta dada por la expresión:

$$v = k(\text{sen } \sigma) \quad (\text{Ec. 5.3}).$$

Para el caso *a* la velocidad de entrada es:

$$v = k(\text{cos } \alpha) \quad (\text{Ec. 5.4})$$

En el caso *b* la velocidad es cero. En el caso *c* la velocidad de entrada del agua será cero si la línea de corriente superior entra horizontalmente ($s=0$) ó $v \neq 0$ si el agua entra con inclinación abajo de la horizontal. De cualquier forma, en los dos casos el ángulo que forma la línea de corriente superior, siendo una línea de flujo, con el paramento inclinado del suelo, que es una línea equipotencial, es menor de 90° ; cuando esto sucede se sabe que la velocidad del agua en el punto de intersección es nula, entonces la única solución para que se cumpla esta condición es que la línea de corriente superior entre de forma horizontal.

Las condiciones de salida de la línea de corriente superior, es decir, el ángulo con que dicha línea intercepta al talud aguas abajo de la presa en el punto 4 dependen del ángulo que dicho talud forma con la horizontal; se ha demostrado que cuando ese ángulo es menor o igual que 90° (Fig. 5.21), la línea de corriente superior debe de salir tangente al talud aguas abajo, siendo el punto de tangencia el punto 4.

En la figura 5.23 se muestran las condiciones de salida de la línea de corriente superior en presas de tierra.

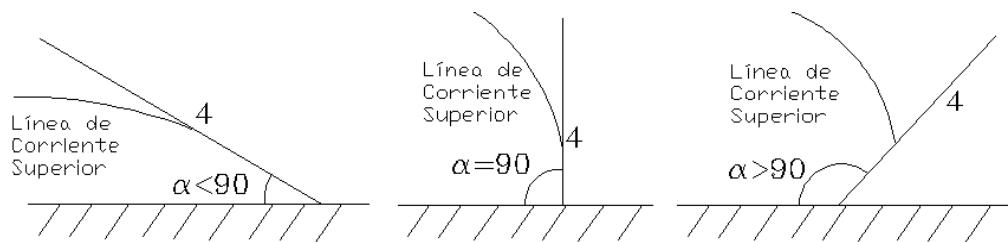


Figura 5.23. Condiciones de salida de la línea de corriente superior

El primer método aproximado para conocer la forma de la línea de corriente superior y el gasto en una presa de sección homogénea o en el corazón impermeable de otra sección diferente fue presentado de modo

simultáneo por Schaffernak y Van Iterson (Fig. 5.24). Este método se apoya en las hipótesis realizadas por Dupuit que son:

1. Para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior las líneas de flujo pueden considerarse horizontales y, por lo tanto, las líneas equipotenciales como verticales.
2. El gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la línea de corriente superior en el punto de que se trate y es constante en cualquier punto de la vertical que se trace por aquél.

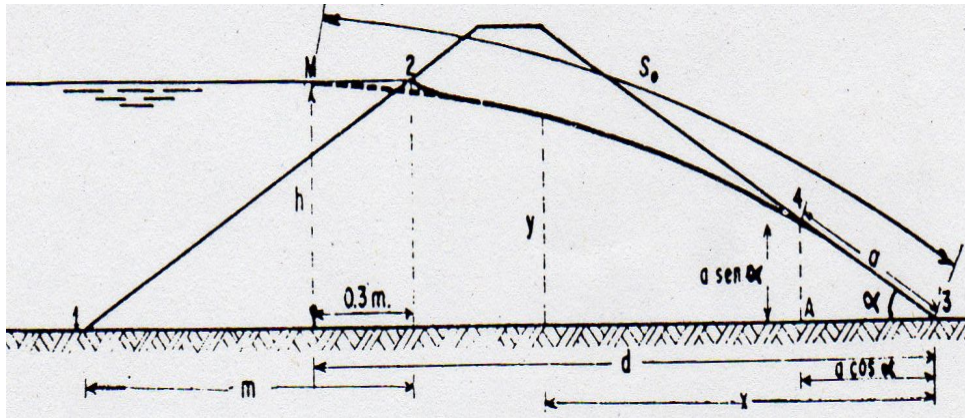


Figura 5.24. Método de Schaffernak y Van Iterson (Marsal y Resendiz, 1975)

Ayudado por la figura 5.24, se supondrá que se conoce un punto de la línea de corriente superior, este punto es el M. La posición de este punto se puede conocer utilizando una regla de A. Casagrande en la cual indica que el punto M está en el nivel del agua tras la presa y a una distancia de la proyección horizontal del punto 2 a 0.3 m, donde m es la distancia del pie de talud aguas arriba a la proyección vertical del contacto de la superficie del agua con el propio talud (Fig. 5.24.).

La línea de corriente superior debe de salir tangente al talud aguas abajo en el punto 4, se denomina a a la distancia 4-3 medida sobre el talud; entonces para la sección vertical 4 se tiene:

$$x = a(\cos \alpha) \quad (\text{Ec. 5.5})$$

y

$$y = a(\text{sen} \alpha) \quad (\text{Ec. 5.6})$$

La ecuación utilizada para obtener el valor de a es la siguiente:

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (\text{Ec. 5.7})$$

y con el valor de a obtenido con la ecuación 5.7, se puede conocer el gasto de filtración a través de la presa de tierra sin necesidad de trazar su red de flujo, utilizando la expresión:

$$q = ka(\sin \alpha)(\tan \alpha) \quad (\text{Ec. 5.8})$$

Este método se recomienda sólo para casos donde $\alpha < 30^\circ$.

Para la línea de corriente superior en una presa de tierra donde $\alpha < 60^\circ$ Leo Casagrande propuso un método además de tomar en cuenta las condiciones de entrada y de salida de la línea de corriente superior, se sustituye el gradiente supuesto por las hipótesis de Dupuit, numéricamente igual a la pendiente de la línea de corriente superior. En este método se sigue conservando la hipótesis de que el gradiente es constante a lo largo de todos los puntos de la vertical (Marsal y Resendiz, 1975).

La ecuación para obtener a es la siguiente:

$$a = s_o - \sqrt{s_o^2 - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (\text{Ec. 5.9})$$

donde la obtención del valor de s_o es por medio de:

$$s_o = \sqrt{d^2 + h^2} \quad (\text{Ec. 5.10}).$$

La hipótesis de L. Casagrande es satisfactoria para valores de α hasta 60° e inclusive arriba de 60° , de hecho si se aceptan errores de 25% la hipótesis es aplicable hasta valores de α de 90° . Por otro lado, aceptar la ecuación 5.10 como valor de s_o es una fuente de error a considerar para valores mayor de α de 60° . Por lo tanto, para $\alpha < 30^\circ$ la solución de L. Casagrande y de Schaffernak-Van Iterson pueden utilizarse indistintamente; para $30^\circ < \alpha < 90^\circ$ se recomienda la solución de L. Casagrande que falla para mayores inclinaciones del talud. Si la solución de L. Casagrande se utiliza para $\alpha = 90^\circ$ el valor de a sería:

$$a = \sqrt{d^2 + h^2} - d \quad (\text{Ec. 5.11})$$

En el flujo de agua a través de la zona alterada de los empotramientos en presas sobre depósitos profundos de aluvión es necesario recurrir a una pantalla vertical impermeable para poder interceptar el flujo de agua. En este tipo de casos una cantidad apreciable de agua puede fluir entre esta y la pantalla a través de la capa superficial de las laderas del cauce (Fig. 5.25). El cálculo del gasto se realiza con la siguiente expresión:

$$Q = k(h_1 - h_2) \left[\sum S_L + \frac{1}{2} \sum S_u \right] f(B/T) \quad (\text{Ec. 5.12})$$

donde:

B = Espesor de la pantalla impermeable

h_1 y h_2 = Carga hidráulica aguas arriba y aguas abajo, respectivamente

k = Permeabilidad de la roca alterada de los empotramientos

T = Espesor de la roca alterada

$\sum S_L$ = Longitud total del contacto pantalla-roca bajo la elevación h_2 .

$\sum S_u$ = Longitud total del contacto pantalla-roca comprendido entre las elevaciones h_1 y h_2 .

$$f(B/T) = \begin{cases} \frac{1}{\pi} L_n(5T/B) & \text{para } B \ll T \\ \frac{1}{\pi} L_n \frac{13 + (B/T)^2}{2.54(B/T)} & \text{para } B \leq T \\ \frac{1}{0.88 + B/T} & \text{para } B \geq T \end{cases}$$

El espesor de T de la zona más permeable de la roca de las laderas es, por lo general, de decenas de metros y se puede estimar con la información de las exploraciones geológicas; se debe hacer notar que la estimación de T no es muy precisa, debido a que, en la ecuación 5.12, su influencia en el valor de $f(B/T)$ es moderada.

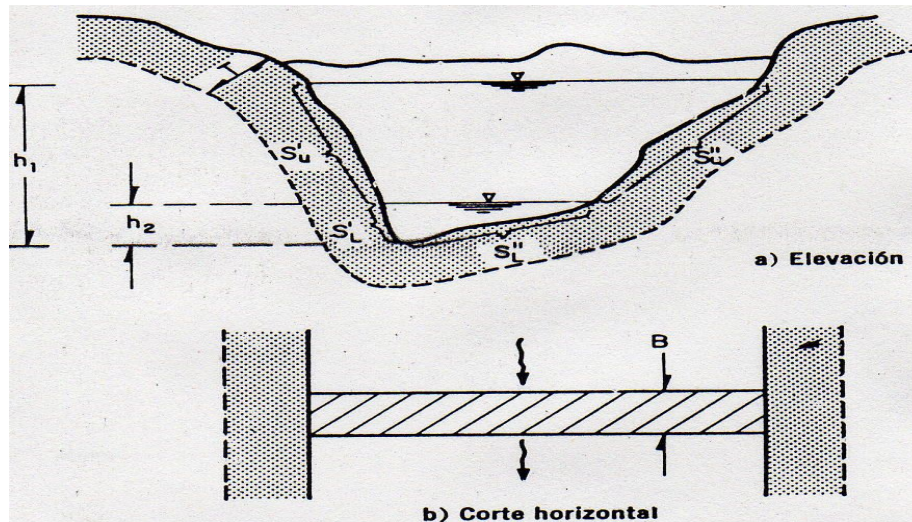


Figura 5.25. Flujo a través de la zona alterada de los empotramientos de una pantalla impermeable (Marsal y Resendiz, 1975)

5.3 Estabilidad de taludes

Una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal se le llama talud o pendiente no restringida y puede ser natural o construido. El análisis de la estabilidad de taludes implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie probable de falla con la resistencia cortante del suelo a lo largo de la misma superficie.

La mayoría de los análisis convencionales para estabilidad de taludes consideran que la curva de deslizamiento potencial es el arco de un círculo. De manera general, la falla de los taludes ocurre en uno de los siguientes modos:

1. Cuando la falla se presenta de modo que la superficie de deslizamiento intercepta al talud en su pie o arriba de él, esta es llamada falla de talud (Fig. 5.26a). Al círculo de falla se le llama círculo de pie si éste pasa por el pie del talud y círculo de talud si pasa arriba de la punta del talud; bajo ciertas circunstancias es posible tener una falla de talud superficial (Fig. 5.26b).
2. Cuando la falla ocurre de manera que la superficie de deslizamiento pasa a alguna distancia debajo del pie del talud, a esto se le llama falla de base (Fig. 5.26c), el círculo de falla en este caso se llama círculo de medio punto.

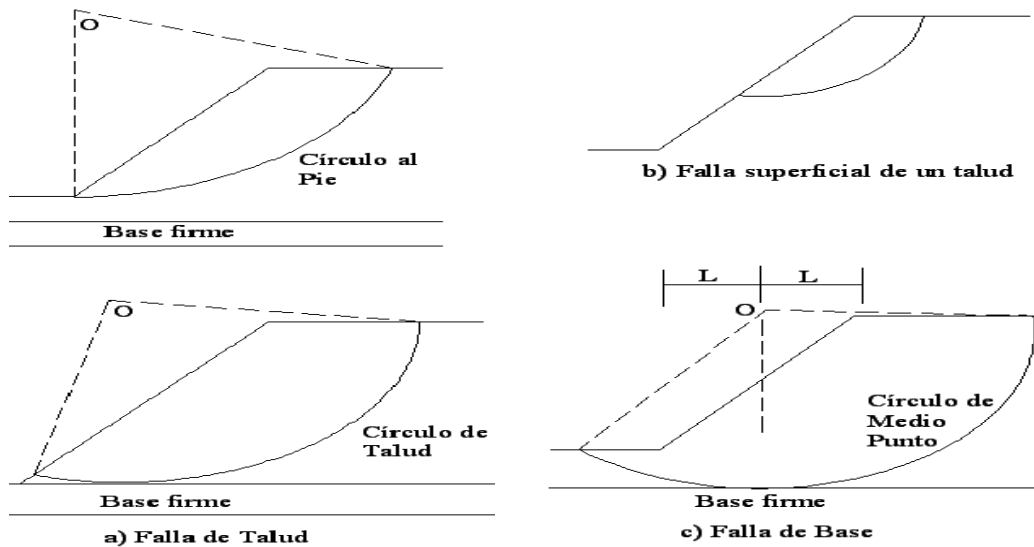


Figura 5.26. Modos de falla en un talud

Los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes se dividen en dos clases principales:

- Procedimiento de masa. La masa de suelo arriba de la superficie de deslizamiento se toma como unitaria; esto es útil cuando el suelo que forma el talud se supone homogéneo, caso que no es común.
- Método de las dovelas. El suelo arriba de la superficie de deslizamiento se divide en varias dovelas verticales paralelas; la estabilidad de cada una de estas dovelas se calcula de modo individual. Este es un análisis aceptable en que la no homogeneidad de los suelos y la presión del agua de poro se toma en consideración, también se toma en cuenta el esfuerzo normal a lo largo de la superficie potencial de falla.

El estudio de la estabilidad de taludes actualmente conlleva, de modo casi obligatorio, a utilizar algún software dedicado a ello; debido a esto, se han desarrollado diversos métodos y a continuación se describen las bases teóricas de los análisis más sobresalientes.

El método de Fellenius es el más sencillo de todos, también se le conoce como sueco u ordinario. En este método la masa en falla se divide en una serie

de dovelas verticales y se considera el equilibrio de cada una de ellas, como se puede apreciar en la figura 5.27.

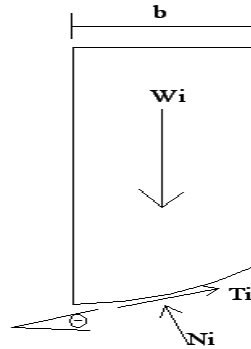


Figura 5.27. Método de Fellenius (Fredlund, 1977)

El peso de la dovela es transformado en fuerzas paralelas y perpendiculares a su base. La fuerza perpendicular es la normal; dicha fuerza es utilizada para el cálculo del esfuerzo cortante. La correspondiente fuerza paralela a la base de la dovela es la fuerza gravitacional, la cual ocasiona el movimiento. Por último, se suman los momentos actuantes y resistentes tomando un mismo punto y así se obtiene el factor de seguridad. Diversos estudios han demostrado que las fuerzas tangenciales sobre las caras laterales de las dovelas no pueden ser superiores a la resistencia al corte del suelo y las fuerzas laterales (Fredlund, 1977).

El método de Bishop es probablemente el método más usado en el análisis de estabilidad de taludes. Este método supone que las fuerzas actuantes sobre las caras laterales de cualquier dovela tienen una resultante nula en dirección vertical. Las fuerzas que actúan sobre las caras laterales se obtienen considerando el equilibrio de fuerzas (Fig. 6.28). Cabe destacar, que se hacen varias hipótesis respecto a las fuerzas desconocidas y por tanto sobredetermina el problema, de modo que, en general, los valores del factor de seguridad y la fuerza que actúa sobre las cargas laterales no son exactos. Sin embargo, numerosos ejemplos han demostrado que este método da valores que quedan dentro de la gama de soluciones igualmente correctas (Lambe y Whitman, 1969). Cabe mencionar que existen algunas críticas para este método, por ejemplo Bishop no considero el punto de acción de la fuerza

normal en la base de deslizamiento (Tavenas, 1980) o que no se recomienda para analizar mecanismos de falla plana.

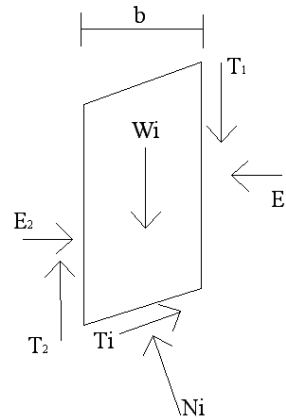


Figura 5.28. Método de Bishop (Tavenas, 1980)

El método de Janbu sólo satisface el equilibrio de fuerzas y lo completa introduciendo una iteración para obtener una primera estimación del esfuerzo normal en la base de la dovela y las fuerzas entre ellas (Fig. 5.29). El resultado de esta iteración es multiplicada por un factor de corrección que depende de la curvatura de la superficie de falla y de las propiedades del material. Dicho factor de corrección está basado en ilimitadas comparaciones de análisis semejantes en varios taludes por medio de este método. El mismo Janbu recomendó que su método fuera utilizado sólo cuando se tratara de estimar el factor de seguridad con cálculos hechos a mano (Walker y Robin, 1987).

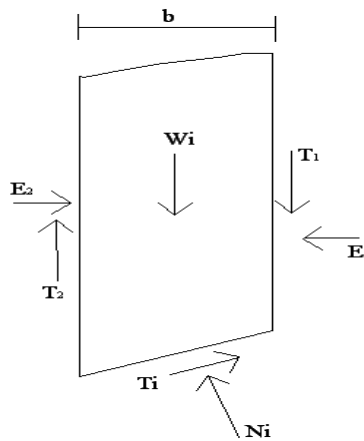


Figura 5.29. Método de Janbu (Walker y Robin, 1987)

Por último, el método de Morgenstern y Price, que se desarrolló en 1965, satisface todos los requerimientos del equilibrio estático, se considera un método riguroso y la solución obtenida es totalmente admisible. En este procedimiento se propone que la relación de las fuerzas cortantes con las fuerzas normales no necesariamente tiene que ser constante, lo anterior se logra con la siguiente ecuación:

$$X = \lambda f(x)E \quad (\text{Ec. 5.13})$$

Donde:

λ = Factor de Escala. X = Fuerza Cortante entre dovelas.
 E = Fuerza Normal entre dovelas

Es importante hacer notar que no todos los métodos satisfacen el equilibrio de fuerzas y de momentos, tampoco toman en cuenta las fuerzas normales y cortantes entre dovelas. El número de dovelas empleadas para realizar el cálculo del factor de seguridad influye en el resultado obtenido, es decir, entre más dovelas se utilicen la exactitud es mayor; sin embargo, después de cierto número de dovelas en determinado método los valores no tienen un mayor cambio. En el caso de fallas circulares, por ejemplo, en los suelos cohesivos, el equilibrio de los momentos es independiente de las fuerzas cortantes entre dovelas.

El método de Janbu se puede aplicar a fallas planas, debido a que el equilibrio de fuerzas es independiente a las fuerzas de corte entre las dovelas. Por otro lado, para fallas circulares se puede aplicar el método de Fellenius, ya que no se toman en cuenta las fuerzas cortantes entre dovelas cuando se analiza mediante el equilibrio de momentos.

Por otro lado, se sabe que durante la construcción de un terraplén aumentan las presiones intersticiales ya que el suelo colocado va siendo cargado al superponer capas sucesivas.

El llenado del embalse hace disminuir los esfuerzos tangenciales en el talud de aguas arriba debido al efecto favorable de la presión del agua sobre el talud, mientras que los esfuerzos tangenciales medios en el talud de aguas abajo permanecen invariables o sólo aumentan ligeramente. Los instantes críticos para el talud de aguas arriba son el correspondiente al final de la

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

La inestabilidad al final de la construcción resulta más probable cuando el suelo se compacta con un contenido de agua próximo o por encima del óptimo; desde el punto de vista de la estabilidad, es deseable compactar el suelo del lado seco del óptimo.

El proyecto del talud de aguas abajo para reducir los riesgos de inestabilidad por flujo en régimen establecido supone el empleo de un suelo permeable en el manto de aguas abajo y la construcción, de ser necesario, de filtros para drenar la corriente de filtración, de modo que la línea freática en el talud de aguas abajo permanezca baja. Si se permitiera el brote de la filtración en el talud de aguas abajo, se produciría una inestabilidad local en tal punto, originándose una erosión gradual y la socavación de la presa; este tipo de falla se le conoce como tubificación y ha sido causa frecuente de la falla total o parcial de presas de tierra.

Otro problema que se presenta en el comportamiento de presas de tierra y con el que se debe de tener especial cuidado, es el vaciado rápido; éste da lugar a un descenso repentino del nivel de agua en contacto con un talud; los taludes de aguas arriba de las presas de tierra, al igual que los taludes naturales adyacentes a un embalse, sufren este fenómeno cuando descienden repentinamente los nivel del embalse; el vaciado rápido también se presenta cuando el nivel de un río desciende después de una crecida. Si el tiempo de vaciado es inferior al tiempo en el que pueden producirse ajustes de consolidación en el talud, las presiones intersticiales inmediatamente después del vaciado serán iguales a las presiones intersticiales antes del vaciado más la variación de presión intersticial debida a la variación de la carga de agua sobre el talud. Con el tiempo se producirán ajustes de consolidación, pero las presiones intersticiales aún se mantendrán altas hasta que el agua en exceso sea drenada del talud y se alcance un nuevo equilibrio correspondiente al nivel inferior del agua en contacto con el talud.

En suelos permeables como las arenas gruesas y las gravas, generalmente, el tiempo de consolidación será menor que cualquier tiempo de vaciado real, de modo que no se reproducirá la fase ilustrada en la figura 5.30b

y la estabilidad de los taludes en tales suelos puede estudiarse con ayuda de una red de flujo no establecido como la que aparece en la figura 5.30c.

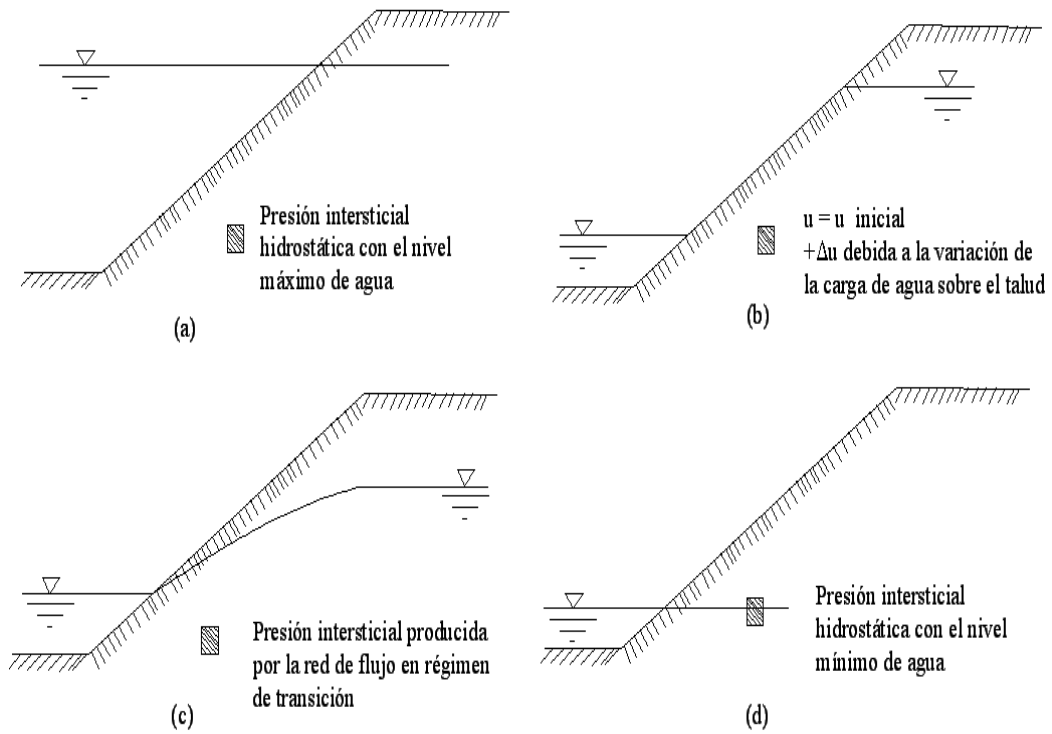


Figura 5.30. Comportamiento de un talud durante un vaciado rápido (Marsal y Resendiz, 1975)

6. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE UNA PRESA PEQUEÑA

6.1 Compactación de suelos

Los métodos usados en la compactación de los suelos dependen del tipo de materiales con que se trabaje en el campo, la eficiencia del equipo depende de varios factores, pero se han reconocido dos como los más importantes, uno es el contenido de agua del suelo y el otro factor es la energía específica empleada en el proceso.

La prueba de laboratorio usada generalmente para obtener el peso específico seco máximo de compactación y el contenido de agua óptimo en suelos finos es la prueba Proctor de compactación. En esta prueba, el suelo es compactado en un molde que tiene un volumen de 943.3 cm^3 y un diámetro de 101.6 mm ; durante la prueba el molde se une a una placa de base en el fondo y a una extensión en la parte superior (Fig. 6.1), el suelo se mezcla con cantidades variables de agua y luego se compacta en tres capas iguales por medio de un pisón (Fig. 6.1) que transmite 25 golpes a cada capa; dicho pisón pesa 24.4 N y tiene una altura de caída 304.8 mm . Con los datos anteriores se puede calcular la energía específica de compactación con la siguiente expresión:

$$E_e = \frac{NnWh}{V} \quad (\text{Ec. 6.1})$$

donde:

E_e = Energía específica	W = Peso del pisón
N = Número de golpes por capa	h = Altura de caída libre del pisón
n = Número de capas de suelo	V = Volumen del suelo compactado

Se ha observado que a contenidos de agua crecientes se obtiene altos pesos específicos secos y, en consecuencia, mejores compactaciones de suelo; sin embargo, esa tendencia no es continua. Debido a lo anterior, se llegó a la conclusión de que existe para un suelo dado un contenido de agua llamado óptimo que produce el máximo peso específico seco que se puede lograr al utilizar este procedimiento de compactación.

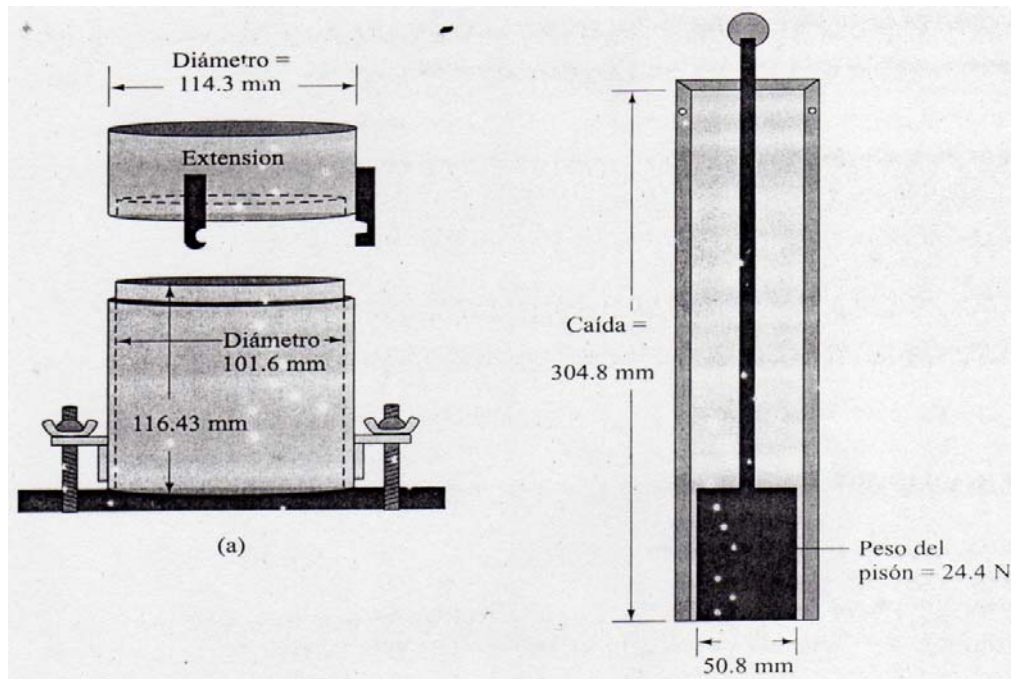


Figura 6.1. Equipo de la prueba Proctor (Das, 2001)

En la figura 6.2 se muestra una gráfica típica en la mayoría de suelos arcillosos de una prueba de compactación donde se puede observar el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo, el procedimiento para esta prueba se describe en la Norma ASTM D-698.

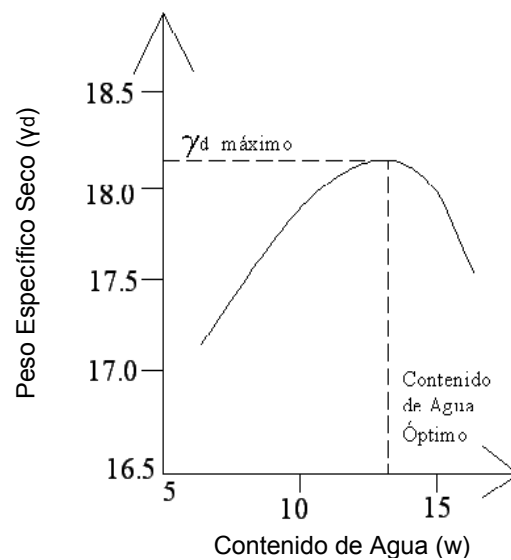


Figura 6.2. Gráfica de la prueba de compactación para una arcilla limosa

La distribución granulométrica del suelo, la forma de los granos, la densidad de sólidos y la cantidad y tipo de minerales arcillosos presentes tiene una importante influencia en el peso específico seco máximo y en el contenido de agua óptimo.

En la figura 6.3 se presentan curvas típicas de compactación para cinco tipos de suelos distintos. Se muestra que, en las arenas el peso específico tiene una tendencia general a decrecer primero, conforme el contenido de agua crece y luego a incrementarse a un valor máximo con aumentos de agua; ese efecto se atribuye a la tensión capilar, con bajos contenidos de agua la tensión capilar en los poros inhibe la tendencia de las partículas de suelo a moverse alrededor y ser compactadas densamente.

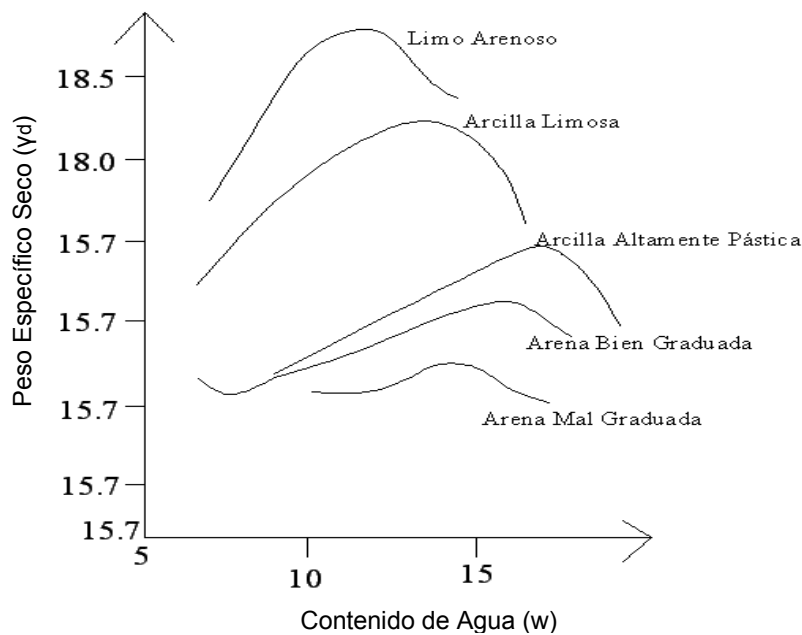


Figura 6.3. Curvas típicas de compactación (ASTM D-698)

Lee y Suedkamp observaron cuatro tipos de curvas de compactación (Fig. 6.4). Las curvas de compactación tipo A son aquellas que tienen un solo pico y se encuentran en suelos que tienen un límite líquido de entre 30 y 70. La curva tipo B es una curva con un pico y medio y la curva tipo C es una curva de tipo pico doble; estas curvas se encuentran en suelos que tienen un límite líquido menor de 30 aproximadamente. Las curvas tipo D son aquellas que no

tienen un pico definido y se designan como tipo raro; los suelos con un límite líquido mayor de 70 exhiben curvas de compactación del tipo C y D, estos tipos de suelos no son muy comunes.

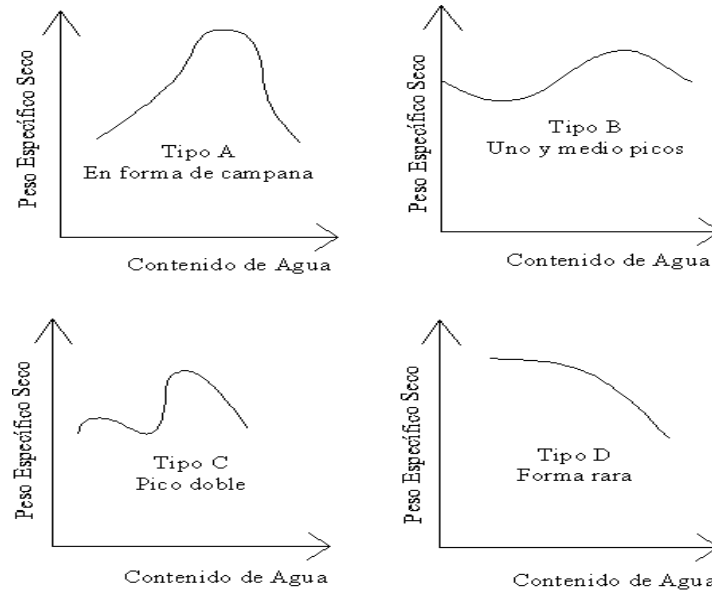


Figura 6.4. Tipos de curvas de compactación (Lee y Suedkamp, 1972)

En la figura 6.5 se muestra la relación de los límites de consistencia y el contenido de agua óptimo de suelos compactados.

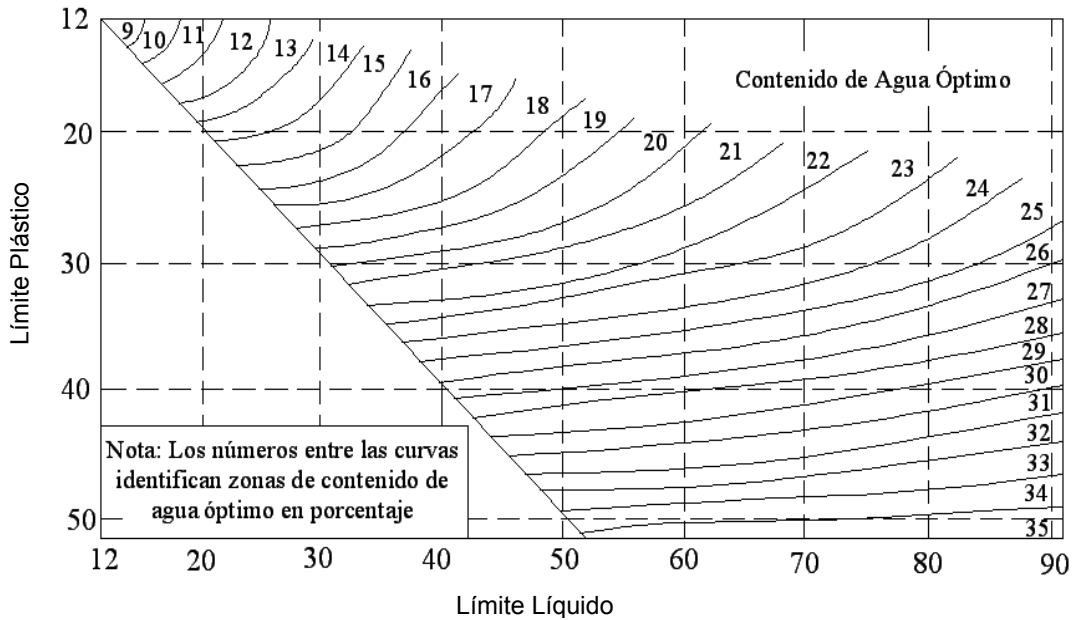


Figura 6.5. Relación entre los límites de consistencia y el contenido de agua óptimo (CFE, 1980)

En consecuencia al desarrollo de rodillos pesados y su uso en la compactación de suelos, la prueba Proctor fue modificada para representar mejor las condiciones de campo; a esta prueba se le denomina prueba Proctor Modificada y se lleva a cabo en el mismo molde descrito con anterioridad; sin embargo, el suelo es compactado en cinco capas por un pisón que pesa 44.5 N, la caída del martillos es de 457.2 mm y se conserva el mismo número de golpes por capa que es de 25. En consecuencia a lo anterior, se registra un aumento del peso específico seco máximo del suelo y un decremento en el contenido de agua óptimo. El procedimiento para dicha prueba se describe en la Norma ASTM D-557.

Las compactaciones se realizan con compactadores de rodillos, de los cuales existen:

- Compactador de Rodillos Lisos
- Compactador de Rodillos Pata de Cabra
- Compactador de Neumáticos
- Compactador de Rodillos Vibratorios

Los rodillos pata de cabra son eficientes al tratar con suelos finos o suelos granulares gruesos con un contenido de finos mayor al 20%; es apropiado para la compactación del corazón impermeable de una presa ya que con este equipo se asegura una unión entre capas. Estos rodillos tienen la característica de compactar el suelo de abajo hacia arriba ejerciendo un efecto de amasado en el mismo por medio de protuberancias de unos 15 cm de longitud fijas al tambor metálico y espaciadas entre si 15 a 25 cm (Fig. 6.6). Los rodillos patas de cabra normalmente suelen ejercer presiones sobre el suelo de 10 a 40 kg/cm².

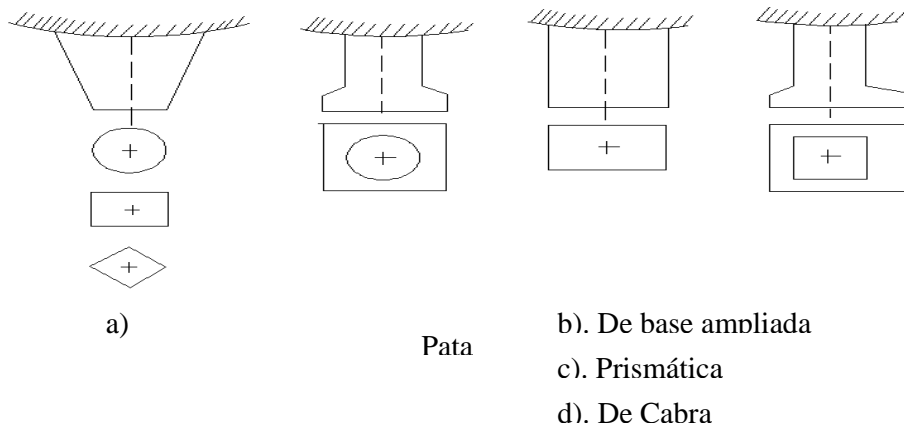


Figura 6.6. Tipos de Rodillos Pata de Cabra (Marsal y Resendiz, 1975)

Los rodillos neumáticos se adaptan a la compactación de suelos gruesos limpios con 4 a 8 % de contenido de finos; estos rodillos pueden ser de eje simple o eje múltiple, los últimos suelen pesar 10 ton por eje, las presiones de inflado en las llantas de los rodillos neumáticos suelen ser de 5 a 7 kg/cm².

Los rodillos lisos se usan comúnmente para el acabado superficial de las capas compactadas, no son apropiados para producir altos pesos específicos de compactación al usarse en capas gruesas.

Los rodillos vibratorios son muy eficientes en la compactación de suelos granulares, los vibradores se unen a los rodillos lisos, a los neumáticos o a los rodillos pata de cabra para suministrar los efectos vibratorios al suelo.

En el caso de masas de suelos finos, el riesgo de agrietamiento o tubificación se reduce compactando los materiales del lado húmedo de la curva de compactación de laboratorio.

A continuación se presenta en la tabla 6.1 la colocación de materiales en pequeñas presas.

Tabla 6.1. Colocación de Materiales en Presas de Pequeña Altura (CFE, 1980)

Tipo de Material	Espesor Capa Suelta (cm)	Humedad de Colocación, w_c	Energía de Compactación	Compactador
Enrocamiento	50 a 100	Completamente mojado	4 a 6 pasadas	Rodillo vibratorio o bandeado con tractor de orugas
Arena, gravas o mezclas de ambas	30 a 50	Deseable saturado		
Arcillas y limos no expansivos; mezclas de ambos con arena y grava	20 a 30	Deseable $w_c = w_o \pm 2\%$	Proctor estándar	Rodillo pata de cabra o rodillo neumático
		Si $w_c < w_o$ por no haber agua en el sitio usar W_n	Mayor que Proctor estándar	
		Si $w_c > w_o$ por no poder secar el material, usar W_n	Menor que Proctor estándar	
Arcillas expansivas	$w_o < w_c < (w_o + 2\%)$			

Notas: w_n = Contenido de Agua natural en el préstamo w_o = Contenido de Agua Óptimo

En la tabla 6.2 se presenta la resistencia a la tubificación de materiales para presas en función de la compactación realizada.

Por último, a modo de resumen se presenta en la tabla 6.3 los tipos de equipos empleados en el proceso de compactación y su aplicación.

Tabla 6.2. Resistencia a la tubificación de materiales para presas (CFE, 1980).

Alta	1. Arcilla de alta plasticidad ($I_p > 15$) bien compactada 2. Arcilla de alta plasticidad ($I_p > 15$) mal compactada
Media	3. Arena gruesa bien graduada o mezclas de arena y grava con finos arcillosos de mediana plasticidad ($I_p > 6$) bien compactados 4. Arena gruesa bien graduada o mezclas de arena y grava con finos arcillosos de mediana plasticidad ($I_p > 6$) mal compactados 5. Mezclas bien graduadas de grava, arena y limo sin plasticidad ($I_p < 6$) bien compactadas
Baja	6. Mezclas bien graduadas de grava, arena y limo sin plasticidad ($I_p < 6$) mal compactadas 7. Arena fina muy uniforme sin plasticidad ($I_p < 6$) bien compactada 8. Arena fina muy uniforme sin plasticidad ($I_p < 6$) mal compactada

6.2 Inyecciones

La inyección es un proceso por medio del cual se introduce al terreno un fluido a presión con el objeto de sustituir el aire o el agua en las fisuras, grietas y oquedades. El producto inyectado reducirá la permeabilidad del medio y en algunos casos incrementará su resistencia y módulo de deformabilidad.

Los huecos del medio en tratamiento se deben de rellenar con un líquido que se solidifica con el tiempo, el cual puede ser una solución o una suspensión. Las soluciones pueden ser silicatos, polímeros y resinas. Las suspensiones pueden ser:

- Lechada. Formada por agua, cemento y bentonita o puede tener algún aditivo químico para fluidizarla y mejorar su resistencia.
- Mortero. Formado por agua, cemento, arena y puede o no tener algún aditivo químico para fluidizarlo y mejorar su resistencia.
- Concreto. Formado por agua, cemento, arena, grava y puede o no tener algún aditivo químico para fluidizarlo y mejorar su resistencia.

Existen varios tipos de mezclas como son las mezclas inestables, las mezclas estables y los productos químicos. Como es de suponerse, estas mezclas tienen ciertas propiedades como las siguientes:

Tabla 6.3. Tipos de equipos empleados en compactación de suelos (CFE,1980)

Tipo de Equipo	Aplicación	Requisitos para compactación de 95 a 100%			Variaciones en equipo												
		Espesor (cm)	Pasadas	Dimensiones y peso del equipo													
Rodillos pata de cabra	Para suelos de grano fino o suelo de grano grueso que contengan más del 20% de finos. No son apropiados para suelos granulares gruesos y limpios. Son adecuados para compactar la zona impermeable de presas de tierra o revestimientos	15	4 a 6 para suelos finos	<table border="1"> <tr> <td>Tipo de suelo</td> <td>Área de contacto de la pata (cm²)</td> <td>Presión de contacto (kg/cm²)</td> </tr> <tr> <td>Finos Ip>30</td> <td>32 a 77</td> <td>17 a 35</td> </tr> <tr> <td>Suelo Grueso</td> <td>45 a 90</td> <td>14 a 28</td> </tr> <tr> <td></td> <td>64 a 90</td> <td>10 a 17</td> </tr> </table>	Tipo de suelo	Área de contacto de la pata (cm ²)	Presión de contacto (kg/cm ²)	Finos Ip>30	32 a 77	17 a 35	Suelo Grueso	45 a 90	14 a 28		64 a 90	10 a 17	Para trabajos en presas se utiliza el rodillo con cilindro de 152.4 cm de diámetro, cargado con 5 a 10 ton/m
			Tipo de suelo	Área de contacto de la pata (cm ²)	Presión de contacto (kg/cm ²)												
			Finos Ip>30	32 a 77	17 a 35												
			Suelo Grueso	45 a 90	14 a 28												
	64 a 90	10 a 17															
6 a 8 para suelos gruesos	La eficiente compactación de suelos con contenidos de agua superiores al óptimo requiere menor presión de contacto																
Rodillos neumáticos	Para suelos gruesos limpios que tengan del 4 al 8% de finos	25	3 a 5	Para compactación de suelos granulares limpios o de base.	Para suelos cohesivos se pueden utilizar los rodillos neumáticos pesados. Para suelos sin cohesión se usan las llantas de gran tamaño												
	Para suelos finos o suelos gruesos con más del 8% de finos	15 a 20	4 a 6	Las llantas estarán infladas con 4.6 kg/cm ² de presión para suelos finos de alta plasticidad. Para arenas limpias o limos con arena fina se usará presión de 3.5 kg/cm ²													
Rodillos lisos	Adecuados para compactar mezclas de grava-arena bien graduadas en subrasantes o bases de camino	20 a 30	4	Para compactación de bases o subrasantes será de 10 a 15 ton. El rodillo de 3 ruedas para compactar suelos finos pesará de 5 a 6 ton para materiales de baja plasticidad, hasta 10 ton para materiales de alta plasticidad.	Son comunes los rodillos de 3 tambores.												
	Pueden ser usados para otros suelos finos como presas de tierra. No son adecuados para arenas limpias bien graduadas o arenas limosas uniformes	15 a 20	6														
Compactadores vibratorios de placa	Para suelos granulares gruesos con menor del 12% de finos. Es más apropiada para materiales con 4 a 8 % de finos colocados en estado húmedo	20 a 25	3	Las placas no deben de pesar menos de 91 kg. Para suelos granulares gruesos y limpios, la frecuencia de la vibración será de 1 600 ciclos/min	Existen placas propulsadas manualmente o simples												
Tractor de orugas	Es el más adecuado para suelos gruesos granulares con menos del 4 a 8 % de finos colocados en estado muy húmedos	25 a 30	3 a 4	Para alta compactación no menor de 15. 6 ton	Tractores de orugas hasta de 27.7 ton												
Pisón	Donde es difícil el acceso como zanjas	10 a 15 para limos o arcillas	2	El peso mínimo es de 13.6 kg, el intervalo de variación es considerable	Pueden pesar hasta 114 kg con diámetro de pisón de 10 a 25 cm												
	Satisfactorio para compactar suelos inorgánicos	15 para suelos gruesos															

- Viscosidad. Esta propiedad se mide con conos calibrados como el tipo Marsh, en este cono se mide el tiempo en segundos necesario para el vaciado de un volumen determinado, esta medida depende de la viscosidad, del límite de fluencia y de la densidad de la mezcla. La prueba consiste en medir el tiempo que tardan en salir 946 ml de mezcla del cono Marsh colocando 1500 ml de mezcla. Con base a la experiencia, se prefieren, mezclas cuya fluidez oscile entre 20 y 35 segundos.

- Decantación. Es el espesor de la lámina de agua que se forma sobre una suspensión después de la sedimentación de sus partículas sólidas; esta separación da lugar a un paso por donde puede circular el agua. La decantación de la lechada produce una disminución del contenido de agua de la fase sólida y un aumento de su resistencia. Esta prueba consiste en colocar 300 ml de lechada en una probeta de 500 ml de capacidad y medir, durante 2 horas, la cantidad de agua libre en la parte superior de la probeta, debe ser menor o igual al 5%.

- Exprimido. Es la separación del agua de una lechada que se filtra a través del medio poroso cuando se somete a la presión de inyección; en pruebas de laboratorio y observaciones en el campo han demostrado que este fenómeno es importante, en laboratorio se han medido reducciones del volumen inicial del 30 % al 55 %.

- Resistencia a la Compresión Simple. Las gráficas de resistencia a la compresión simple contra el cociente cemento-agua en peso, da sólo una idea de la resistencia de la lechada impregnada (Fig. 6.7).

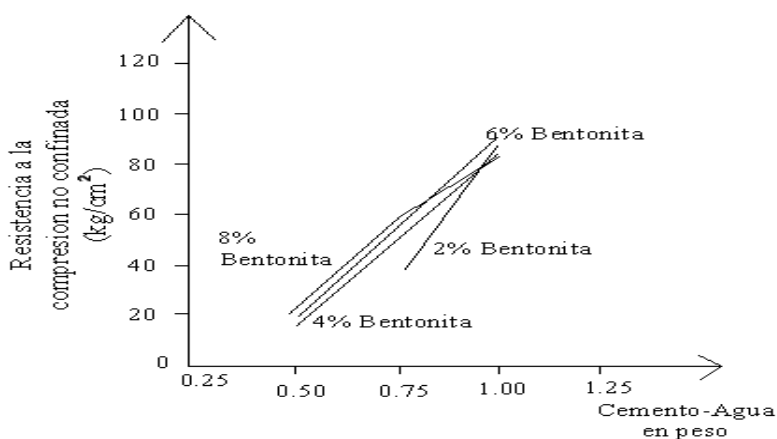


Figura 6.7. Relación experimental entre la resistencia a la compresión no confinada y el cociente cemento-agua en peso (CFE, 1980).

Una mezcla es inestable si las partículas sólidas en suspensión tienden a sedimentarse cuando deja de estar agitada o en movimiento; la mezcla inestable típica es el agua-cemento que se puede utilizar en el tratamiento de macizos rocosos fisurados y fracturas muy abiertas.

Con el objeto de asegurar la penetración de las mezclas agua-cemento y de los morteros agua-cemento-arena es importante que la relación del tamaño de los sólidos cumpla la siguiente condición:

$$\text{Diámetro de la abertura} > 15 \text{ veces el diámetro de los sólidos de la mezcla.}$$

La mezcla estable es aquella que tiene menos del 5 % de decantación, existen varias combinaciones de productos base y aditivos para reducir al mínimo la sedimentación durante las inyecciones, algunos ejemplos son:

1. Cemento-bentonita. La adición de bentonita puede ser pequeña y disminuir la decantación sin reducir de modo importante la resistencia de la mezcla. La dosificación de bentonita para obtener una mezcla estable depende más de la calidad de la combinación que de los elementos por separado.
2. Cemento-arcilla. Esta suspensión puede requerir cemento para aumentar su resistencia al destaponamiento. Para una relación cemento-agua dada la cantidad de arcilla requerida dependerá de modo importante de la calidad de la propia arcilla. La cantidad de arcilla seca será menor a mayor límite líquido y será mayor la eficiencia de la dispersión e hidratación de la arcilla antes de añadir el cemento.

Los productos químicos aportan el proceso de gelificación que se utiliza para inyectar rocas con fisuras muy pequeñas o suelos aluviales con espacios intergranulares muy reducidos, los productos utilizados son:

- Geles de Silicato de Sodio. Estos productos son de cohesión reducida y sólo se utilizan para impermeabilizar, su penetrabilidad es buena y complementan a los morteros de arcilla-cemento en las inyecciones de macizos rocosos con fisuras pequeñas y de aluviones constituidos por arenas finas.
- Resinas Orgánicas de Tipo AM9. Estas resinas se gelifican en un cierto tiempo convirtiéndose en un sólido resistente.; existen gran variedad de

resinas, pero la más utilizada es la llamada acrilamida o AM9 que se obtiene de la hidratación del grupo nitrilo del ácido cianhídrico.

Esta resina se emplea diluyéndola en agua, la concentración que se utiliza varía del 3 al 10%. El tiempo de fraguado es totalmente regulable desde unos minutos hasta varias horas dependiendo de las concentraciones de AM9, los reactivos y la temperatura.

El equipo para la fabricación e inyección de mezclas se compone de:

1. Turbomezclador de Altas Revoluciones. De 1250 rpm mínimo.
2. Mezclador de Bajas Revoluciones de 60 a 80 rpm. Se emplea para mantener en agitación la lechada durante la inyección, se adapta para poder medir volúmenes de lechada inyectada en el terreno.
3. Bombas de Tornillo Sinfín o de Doble Pistón. Accionadas por medio de un gato hidráulico o neumático con capacidad de inyección de lechada variable de 0 a 60 l/min y presión ajustable de 0 a 40 kg/cm².

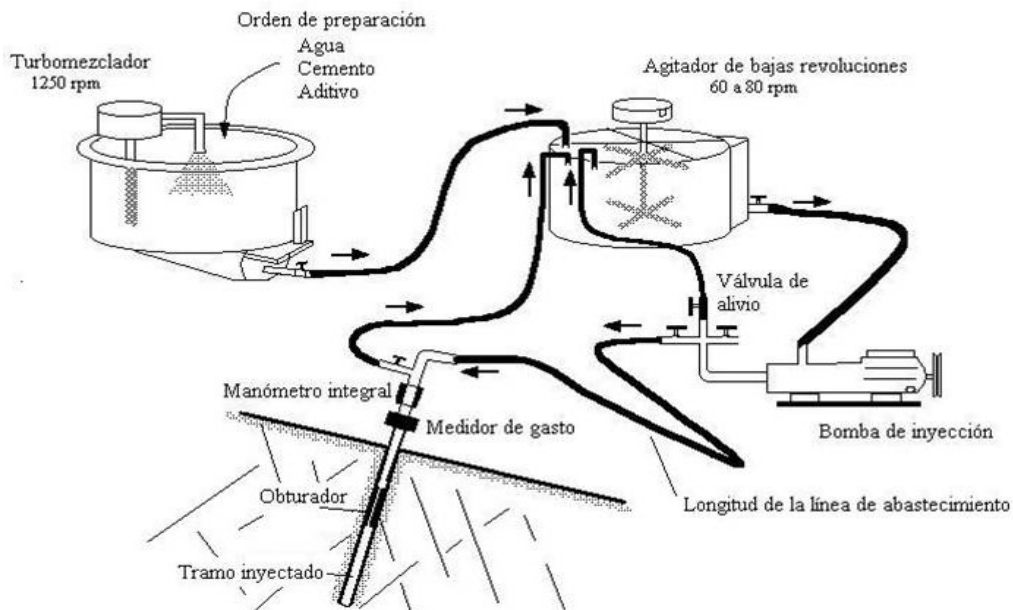


Figura 6.8. Equipo para la fabricación e inyección de mezclas.

En la instalación de una central de inyección deben de cuidarse los siguientes requisitos:

- Confiabilidad en el ciclo de preparación de la lechada.

- Procedimiento de inyección adecuado en función de la cantidad de lechada a inyectar y de la presión máxima a alcanzar.
- Protección ecológica en relación con la inyección de productos químicos que pueden convertirse en tóxicos.

En función del grado de fisuración del macizo rocoso el método de inyección se puede elegir de acuerdo a los siguientes tipos:

- Sondeo Completo. Cuando la abertura de las fisuras de la roca es uniforme. La inyección se realiza después de terminar la perforación de un barreno; el tramo inyectado queda comprendido entre el fondo de la perforación y un obturador colocado cerca de la superficie. La desventaja de este método es que las partículas sólidas de la lechada se van sedimentando hasta obturar la perforación en lugar de introducirse a las fisuras. Otra desventaja es que sólo se puede aplicar una sola presión que debe de ser baja.
- Tramos de Regreso. De igual modo se inyecta después de la perforación; la diferencia es que se realiza por tramos comenzando en el fondo de la perforación; la parte superior del tramo queda aislada por un obturador que se desplaza hacia la boca. Este método tiene la ventaja de poder ajustar la lechada y las presiones aplicadas de acuerdo a las características del tramo por inyectar.
- Tramos de Avance. Esta técnica consiste en inyectar a medida que avanza la perforación; este método es el más costoso pero es el que se puede emplear en macizos rocosos de mala calidad. La ventaja que presenta es que no es necesario prefijar la profundidad de perforación de inyección y que se puede adaptar las lechadas a las condiciones geológicas del tramo perforado.
- Solución Mixta. Consiste en inyectar por tramos de avance los primeros tramos donde el material puede estar fisurado y después efectuar por tramos de regreso la parte inferior de la perforación.

Los obturadores a utilizar son los mismos que en las pruebas de permeabilidad (Fig. 6.9). Pueden ser de copas de cuero o de varias rondanas de hule que al ser comprimidas se dilatan sellando la perforación o pueden ser neumáticas que consisten en una camisa de hule que al inflarse se comprime contra la pared de perforación.

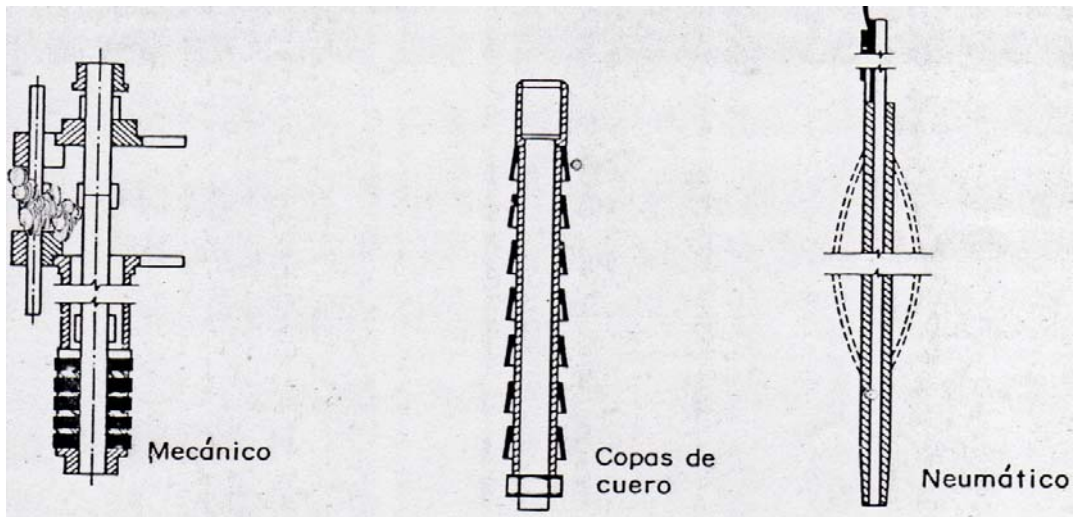


Figura 6.9. Tipos de Obturadores (CFE, 1980)

Por otro lado, donde la altura de la presa sea considerable y las condiciones del macizo rocoso sean desfavorables, es usual desarrollar un plan de inyecciones en dos etapas:

- Tratamiento superficial bajo el núcleo impermeable mediante un tapete de inyecciones.
- Tratamiento profundo inyectando perforaciones según una o más líneas para formar una pantalla impermeable.

- Tapetes. El objeto es mejorar las propiedades mecánicas de la roca bajo la cimentación de la cortina para reducir las deformaciones producidas por los esfuerzos transmitidos y se mejora la permeabilidad al sellar las fracturas. En un macizo rocoso con fracturamiento sistemático se proyecta el tapete de consolidación en toda el área a una profundidad máxima de 10 m.

Las características de un tapete de inyecciones son:

- Profundidad. Dependen de las condiciones geológicas del terreno; por lo general, se reduce a 5 m en terrenos poco fracturados y a 10 m donde el fracturamiento es más intenso.
- Inclinación y dirección de las perforaciones. Dependen de la densidad y del rumbo y echado de las discontinuidades, se busca que la perforación cruce el mayor número de discontinuidades.

3. Separación de barrenos. Los barrenos se disponen en una retícula cuadrangular; en macizos rocosos muy fracturados la separación entre barrenos varía de 2 a 3 m, en terrenos menos fracturados la separación alcanza los 5 ó 6 m.

- Pantallas. Tienen por objeto reducir la permeabilidad del macizo rocoso y las posibles filtraciones a través de sus discontinuidades. La pantalla se forma por medio de la inyección de una serie de barrenos dispuestos en una o más líneas paralelas.

Las características de una pantalla pueden ser:

1. Profundidad. Esta en función de las condiciones geológicas del terreno. Aquí son importantes las perforaciones exploratorias con ensayos de permeabilidad.
2. Inclinación del plano de pantalla. Se le denomina así a la superficie hipotética que forma el conjunto de las perforaciones de inyección. La inclinación, que busca cruzar las principales discontinuidades, varía desde la vertical hasta 5° ó 10° y hacia aguas arriba.
3. Inclinación y dirección de las perforaciones. Dependen de la densidad, rumbo y echado de las discontinuidades. Lo ideal es que las perforaciones atravesaran los planos en forma normal, lo cual es poco factible de lograr, pero ángulos hasta de 60° entre la discontinuidad y el barreno son aceptables.
4. Separación de barrenos. Se establece en función de la penetrabilidad de la mezcla y de la resistencia mecánica del macizo. Valores típicos de separación final de barrenos son de 2 a 3 m en rocas con un RQD que varía de 50% a 80%.

Para el diseño inicial de una pantalla de impermeabilización se puede considerar una presión máxima equivalente a 1.5 a 2 veces la presión hidráulica del embalse, siempre que el terreno permita aplicar estas presiones sin presentar hidrofracturamiento. A veces es necesaria la construcción de más de un plano de impermeabilización cuando la roca es demasiado débil o muy fracturada y no se recomienda utilizar grandes presiones.

A continuación se exponen dos métodos de inyección y control del proceso:

- Método de inyección convencional
- Método GIN (presión y volumen constante)

- Método de inyección convencional. Consiste en definir una presión máxima de inyección y se emplean varios tipos de lechadas con un proporcionamiento cada vez menor de agua. Una vez alcanzada la presión máxima también llamada de rechazo, se mantiene hasta que el consumo de mezcla sea muy bajo, si esto no ocurre se procede a cambiar a una más espesa. Se debe hacer notar que la presión de máxima es un parámetro crítico ya que un valor mal establecido puede provocar el hidrofracturamiento del terreno.
- Método GIN (Grout Intensity Number). Mediante este método se puede reducir y evitar casi por completo el problema del hidrofracturamiento si se establecen de modo adecuado los parámetros de control. Para llevar a buen efecto este método es necesaria la información geológica y de mecánica de rocas del sitio, para asegurar que los límites de presión y volumen de la curva GIN sean apropiados.

Las gráficas presión-volumen (curva GIN), gasto-tiempo y presión-tiempo se elaboran en tiempo real y gracias a ellas es posible llevar un registro de todo el proceso de inyectado y controlarlo manipulando la presión. Esta se establece a partir de ensayos de inyectabilidad previos al diseño del tratamiento.

La inyección se suspende cuando la trayectoria de la curva de inyectado alcanza la curva GIN o cuando se llega a la presión máxima preestablecida, en ambos casos el consumo de mezcla debe de ser menor a 5 l/min. También se suspende la inyección cuando se alcanza un volumen máximo de inyección que indica una fractura abierta (Fig. 6.10).

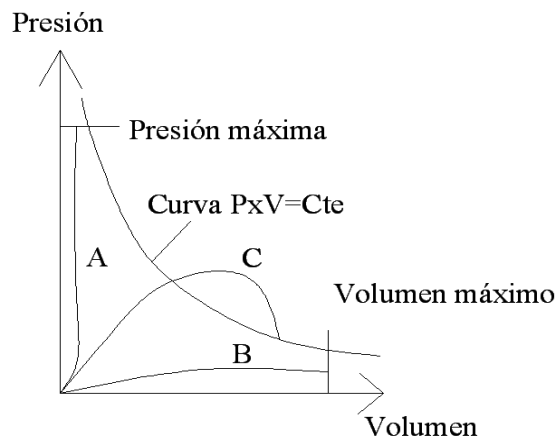


Figura 6.10. Gráficas de control empleadas en el método GIN

6.3 Colocación y control de materiales

La colocación y el control de los materiales para una cortina se pueden analizar para las diferentes capas de la misma, el núcleo impermeable, respaldos permeables y los filtros y transiciones.

Los materiales que se utilizan en el núcleo impermeable son suelos finos y pueden ser de origen aluvial, eólico, residual o lacustre, los suelos más frecuentes en México son los aluviales y los residuales.

El procedimiento para extraer del banco un suelo es función de la homogeneidad y la resistencia al ataque; los equipos usuales son la motoescrepa, draga, pala mecánica y cargador frontal, este último resulta el más recomendado para extraer los materiales de un préstamo.

Antes de colocar el material en el terraplén se debe de tener especial cuidado en el contenido de agua y el mezclado y homogeneización. Un método consiste en limpiar el préstamo de la materia vegetal, arar y formar bordos, las parcelas se inundan y son sometidas a infiltración, este método es aceptable para suelos homogéneos permeables en el lugar, realizando un buen control del contenido de agua. Otro método consiste en depositar el material en capas de 30 a 50 cm de espesor, regarlo por aspersión y dejarlo reposar durante días.

El equipo más utilizado para la colocación del material es el rodillo pata de cabra. La determinación del espesor de las capas y el número requerido de pasadas del compactador debe de realizarse en un terraplén de prueba. El ensaye de laboratorio que se utiliza como referencia es la prueba Proctor. De manera sistemática se realizan pruebas de pesos volumétricos y contenido de agua en el terraplén a medida que este avanza.

En lo que a los respaldos permeables se refiere, cualquier roca resistente, sana y no contaminada puede ser funcional. El fracturamiento en formaciones ígneas y metamórficas, los planos de echado, grietas y cavernas en calizas, la dureza y la abrasividad de la roca son factores que afectan su perforación y extracción. Por contaminación se debe de entender la presencia de materiales cohesivos en la masa del enrocamiento, en fallas que atraviesan la cantera o en partes superficiales donde se ha producido intemperismo.

La producción de enrocamientos implica el desarrollo de una cantera y existen dos métodos de ataque: a) bancos escalonados y b) galerías. En los primeros se desarrollan frentes verticales, 5 a 15 m, según el material, mediante la perforación de barrenos a distancias fijadas en los que se aloja el explosivo. El diámetro y número de perforaciones, así como el tipo de explosivo y la cantidad, dependen de la roca y sus defectos. El procedimiento de galerías consiste en abrir túneles normales al banco, en estos se coloca la carga de explosivos necesaria para romper y levantar la masa de roca provocando la fragmentación buscada. Los defectos de la formación como las grietas abiertas y cavernas son problemas serios para el desarrollo de este método.

Es deseable obtener un material bien graduado, con tamaño máximo de partículas menor de 30 cm y una contaminación nula. Al pie del préstamo se lleva a cabo una separación mediante una reja de 30 cm de abertura, de este modo se transporta a la cortina cada fracción para ser colocada en dos secciones de los respaldos: a) la fina, próxima a los filtros o transiciones, compactada con equipo vibratorio y b) la gruesa, colocada en capas de espesor, por mucho, igual al tamaño máximo de los fragmentos.

En cuanto a la colocación se refiere, existen dos criterios constructivos, uno propone la colocación del material en capas gruesas y a volteo, lo cual se asocia con una producción de enrocamiento pesado; el otro, se inclina por capas de espesor menor a 60 cm, partiendo de que lo conveniente es un material bien graduado y compuesto por fragmentos de un máximo de 30 cm.

Por último, en los filtros y transiciones es de suma importancia una buena granulometría. En algunos casos, los filtros se construyen con material de cantera y en otros con el producto de la explotación de depósitos aluviales. Para obtener la arena de los filtros es necesario procesar el producto de un depósito aluvial o triturarlo en plantas cribadoras para separar la fracción prevista de los finos y gruesos presentes en la materia prima. En la colocación se cuida que los estratos no excedan de 30 cm de espesor, que el material se tienda mediante cajas distribuidoras o se formen montones para esparcirlos y mezclarlos con motoconformadora y que el material se trate con un riego de agua.

7. APLICACIONES

Este ejemplo busca relacionar todos los conceptos que se han tratado a lo largo del presente trabajo; para de este modo exponer, de una forma clara, el procedimiento básico para el diseño de una presa pequeña.

Como se trato en el principio de este trabajo, los estudios previos para la selección del sitio de la presa pequeña involucran la investigación de la topografía, geología, clima, hidrología, sismicidad y estudios ambientales del lugar donde se pretende hacer la presa pequeña.

A continuación se realiza una breve descripción del lugar elegido para la construcción de esta obra. La población se denomina Quicayán, su Cabecera Municipal es Tecomatlán al suroeste del Estado de Puebla (Fig. 7.1).



Figura 7.1. Localización de Quicayán, Tecomatlán, Puebla.

Con el objetivo de tener una idea más clara del cauce, en la figura 7.2 se presentan imágenes del mismo. En ellas se puede notar la longitud del cauce, la vegetación que lo rodea y la cantidad de aluvión que contiene. Cabe hacer la aclaración de que el desplante de la cortina se realizará aguas arriba del lugar que se presenta en las imágenes; éstas corresponden al cauce que atraviesa la población de Quicayán.



Figura 7.2. Imágenes del cauce que pasa a un costado de la población de Quicayán, Tecomatlán, Puebla.

Las características sociales y de servicios con que cuenta Quicayán (SEDESOL, 2005) son las siguientes:

Población total	Total viviendas habitadas	Hombres	Mujeres	Población económicamente activa	Población económicamente inactiva	% Pob analfabeta de 15 años o más
313 Hab	59	143	170	91	110	28.90

% Pob sin primaria completa de 15 años o más	% Pob ocupada con ingreso de hasta 2 salarios mínimos	% Viviendas sin servicio de alcantarillado	% Viviendas sin energía eléctrica	% Viviendas sin servicio de agua potable	% Viviendas con piso de tierra	Grado de marginación
59.54	89.01	50	7.41	29.63	20.37	Alto

El primer aspecto a tratar es la topografía, con base en la información que proporciona el INEGI, la región donde se localiza Quicayán pertenece a la Provincia Fisiográfica de la Sierra Madre del Sur, considerada la más compleja y menos conocida del país; dentro del Estado de Puebla, está representada por parciales de siete subprovincias: Cordillera Costera del Sur, Mixteca Alta, Sierras y Valles Guerrerenses, Sierras Centrales de Oaxaca, Sierras Orientales, Sur de Puebla y Llanuras Morelenses. La Provincia de la Sierra Madre del Sur cubre toda la porción sur del territorio poblano y limita al norte con el Eje Neovolcánico.

El cauce recorre la cañada denominada Tetla, la cual está rodeada de otras cañadas como El Altar, Amatón, Aguayo, La Flecha, La Coqueta, Barranca El Muerto, Barranca Casahuate Blanco, Barranca Sangre de Grado. Tomando como límite el parteaguas (Fig. 7.3), la elevación mayor es 1500 msnm; el cauce, dentro del parteaguas, inicia con una elevación de 1450 msnm y termina en 940 msnm.

El segundo aspecto a tratar es la geología del lugar, según la carta geológica del INEGI, en la zona se presentan afloramientos de roca metamórfica alterada, posiblemente esquisto; en el cauce se pueden observar

rocas sedimentarias debido al transporte que han sufrido, matrices rocosas con gravas empacadas con arena. Los factores geológicos que han favorecido a la transformación del relieve original de esta provincia han sido el tectonismo, el volcanismo y los largos periodos de exposición a los agentes erosivos, controlados por sistemas de fracturas que han contribuido al diseño de los patrones de drenaje y la configuración del paisaje natural.

El siguiente aspecto a tratar es el clima, con información del INEGI se tiene que la temperatura media anual es de 18°C a 22°C. El clima se clasifica en semiseco muy cálido con lluvias en verano. La vegetación que se presenta, de modo general, es pastizal inducido y regiones de selva baja.

La información hidrológica que se presenta se divide en superficial y subterránea. En cuanto a la hidrología superficial se tiene que la zona pertenece a la región hidráulica (RH-18) del Río Balsas, la Cuenca del Río Atoyac y la Subcuenca del Río Acatlán. Se registra un escurrimiento medio anual de 50 – 100 mm. Lo que corresponde a la hidrología subterránea es que la permeabilidad es de baja a media en material consolidado. La precipitación total anual que se registra es de 800 a 1000 mm.

Con base a lo que se planteo en el capítulo de estudios previos para la selección del sitio de una presa pequeña en el punto 2.4 de este trabajo, se tiene lo siguiente:

El gasto de la cuenca (Fig. 7.3) se obtiene con la ecuación 2.1, a continuación se sustituye con los datos correspondientes:

$$\begin{aligned}
 \text{- Según Creager: } Q &= 46CA^{(0.894A^{-0.048})} \\
 Q &= 46(32)(51000000)^{(0.0894(51000000)^{-0.048})} \\
 Q &= 1280849 \frac{m^3}{seg}
 \end{aligned}$$

Donde:

A = Área de la cuenca (m²)

C = Coeficiente correspondiente a la cuenca del río balsas de 32 según Manual de Obras Civiles de CFE

El volumen requerido para el riego se calcula con la expresión 2.4, como se expresa a continuación:

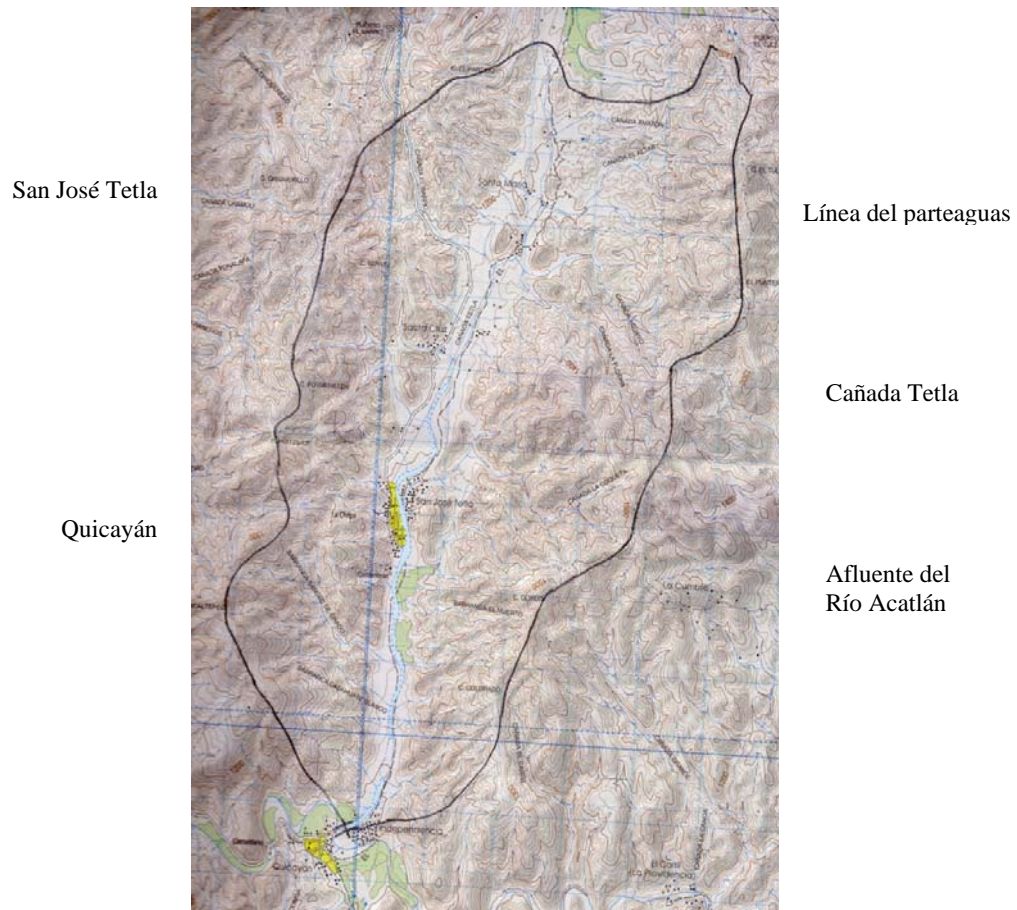


Figura 7.3. Cuenca que se tomará en cuenta para el cálculo (INEGI, 1995)

$$V_R = \left[1 - \frac{h_{(1)} - h^*}{h_{(1)}} H_T \right] 10000 A_c$$

$$V_R = \left[1 - \frac{3 - 0.02}{3} (0.8) \right] 10000(300)$$

$$V_R = 615900 \frac{m^3}{seg}$$

Donde:

$h_{(1)}$ = Lámina máxima de lluvia en una hora (cm) que corresponde a los registros de la estación climatológica dentro de la cuenca.

h^* = Escurrimiento de lluvia (m) que se obtiene con la ayuda de la tabla 2.1 dependiendo de la cobertura y tipo de suelo, para el caso se trata de un pastizal con fuerte pendiente y drenado, donde la

permeabilidad es de baja a media según datos del INEGI, obteniendo esta información se utiliza la figura 2.1 para la obtención de este factor.

H_T = Lámina media anual de lluvia (m), este dato se obtiene de los registros del INEGI.

A_c = Área cultivable (Ha), se obtiene de los registros del INEGI.

El volumen para agua potencialmente potable está dado por la ecuación 2.5:

$$V_B = 100N_H$$

sustituyendo los valores correspondientes se tiene:

$$V_B = 100(626)$$

$$V_B = 62600 \frac{m^3}{seg}$$

Al tomar en cuenta el crecimiento poblacional que se puede presentar en los siguientes 10 años, el volumen para agua potencialmente potable se proyecta para el doble de habitantes del que se conoce actualmente, que es de 313 habitantes según datos de SEDESOL en 2005.

El volumen para abrevadero está dado por la ecuación 2.6 por lo tanto:

$$V_c = 100N_c$$

sustituyendo los valores se tiene: $V_c = 100(100)$

$$V_c = 10000 \frac{m^3}{seg}$$

La tasa de evaporación está dada por la ecuación 2.7 como se muestra:

$$E_a = B(e_{as} - e_a)$$

sustituyendo valores se tiene: $E_a = (0.0033)(2339 - 1637)$

$$E_a = 2.31 \text{ mm/día en cada } m^2.$$

Donde el valor de B se calcula con la ecuación 2.8:

$$B = 0.0027 \left(1 + \frac{u}{100} \right)$$

y se tiene que para obtener el valor de u se utiliza la ecuación 2.11:

$$\frac{\bar{v}}{v_1} = \left(\frac{z}{z_1} \right)^k$$

Donde \bar{v}_1 y z_1 son una velocidad y una altura de referencia y equivalen a 30 km por día a una altura de 10 metros según información obtenida de la estación climatológica correspondiente. El valor de k por recomendación es de 1/7. Por lo que el valor de u para una altura de 2 metros es:

$$\frac{\bar{v}}{30} = \left(\frac{2}{10} \right)^{\frac{1}{7}}$$

Despejando \bar{v} de la relación anterior se tiene que $\bar{v} = 23.82$ km por día.

Sustituyendo los valores obtenidos en la ecuación 2.8 se tiene que:

$$B = 0.0027 \left(1 + \frac{23.82}{100} \right)$$

$$B = 0.0033$$

La presión de saturación de vapor que corresponde a la temperatura ambiente está dada por la expresión 2.9:

$$e_{as} = 611 \exp \left(\frac{17.27T}{237.3 + T} \right)$$

sustituyendo la temperatura de 20°C obtenida del INEGI se tiene que:

$$e_{as} = 611 \exp \left(\frac{17.27(20)}{237.3 + (20)} \right)$$

$$e_{as} = 2339 \text{ Pa}$$

La presión de vapor ambiental en el aire se calcula con la ecuación 2.10:

$$e_a = R_h e_{as}$$

sustituyendo valores se tiene que $e_a = (0.7)(2339)$

$$e_a = 1637 \text{ Pa}$$

donde R_h es la humedad relativa que según el INEGI es de 0.7 y la presión de saturación de vapor se obtuvo en el paso anterior.

El volumen de agua que requerirá la obra es, según la ecuación 2.13:

$$V_u = (V_R + V_B + V_c + V_{c'}) - (E_a * A)$$

$$V_u = (615900 + 62600 + 10000) - (0.00231 * 51000000)$$

$$V_u = 570690 \frac{m^3}{seg}$$

El volumen requerido para solventar las necesidades de riego, agua potable y abrevadero están cubiertas por la aportación de cuenca estudiada. El volumen necesario es aproximadamente la mitad del gasto calculado de la cuenca, por lo tanto, la obra podría cubrir las necesidades de la población aún con el crecimiento de ésta.

Atendiendo a su sismicidad, la región donde se ubica Quicayán pertenece a la Zona C de la Regionalización de la República Mexicana, tercera en orden creciente de las cuatro en que se divide el país, según el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1993). Lo anterior demuestra que la zona donde se quiere construir la presa es de sismicidad considerable; esto se debe de tener en cuenta para el diseño de la obra, el análisis de confiabilidad sísmica de una presa debe de tener especial cuidado al mecanismo de falla por deslizamiento, agrietamiento transversal y daños debido a deslizamiento en fallas geológicas.

La información proporcionada para los estudios ambientales debe de constar de la descripción detallada del proyecto, la descripción del medio ambiente, de donde se sabe que el terreno no es apto para la explotación forestal, se tiene terreno apto para el establecimiento de praderas cultivadas con maquinaria agrícola y con tracción animal y existen zonas aprovechables de vegetación de pastizal. Claramente se modificará el ecosistema acuático, el uso de suelo y aspectos estéticos el paisaje; sin embargo, se debe hacer notar que se tendrá un impacto social favorable para el mejoramiento de la calidad de vida de los pobladores; el impacto de salud será benéfico para la población al contar con agua potable y así disminuir la enfermedades gastrointestinales;

el impacto ambiental no será de gran alcance en la región, ya que se buscará minimizar los factores negativos como son la generación de polvos debido a la maquinaria, el bombeo e inyecciones no alterarán el régimen geohidrológico ni afectarán a manantiales y pozos cercanos; los caminos de acceso se realizarán con la mayor responsabilidad posible para no afectar la flora y fauna del sitio.

Tomando en cuenta los estudios previos de la zona y los cálculos que se presentan en la tabla 7.1 de las dimensiones de corona y cortina con el volumen útil respectivo, se tiene que elegir la opción que más convenga para decidir si se continua con los estudios o se busca otro sitio.

La alternativa que involucra la longitud de corona de 300 m y la altura máxima de cortina de 10 m se considera la mejor, porque el volumen útil que se obtiene cubre las necesidades de la población, la longitud de la corona es la menor, se verán los beneficios en el proceso constructivo y la cantidad de material necesario para su construcción; la longitud de la corona, que también es la menor, es suficiente para generar la cantidad de agua requerida en la obra. El área del embalse será menor, de este modo se aminora el impacto ambiental en la zona al disminuir el área de inundación.

Tabla 7.1. Alternativas de dimensiones de corona y cortina.

Longitud de la corona (m)	Altura máxima de la cortina (m)	Superficie del embalse (m ²)	Volumen en el embalse (m ³)	Azolve (m ³)	Volumen útil (m ³)
400	25	507 462	6 343 275	140 218	6 203 057
400	20	190 298	1 902 980	139 140	1 763 840
300	10	126 865	1 268 650	140 218	1 128 432

Nota: Todos estos datos se obtuvieron directamente del estudio de la carta topográfica que corresponde al área de embalse denominada por el INEGI como Acatlán de Osorio E14B83.

Una vez elegida la mejor alternativa para la construcción de la obra se deben desarrollar los estudios expuestos a lo largo de este trabajo.

A continuación se tratará todo lo referente a la hidrología para el diseño de la presa pequeña.

La cuenca con que se realizarán todos los estudios hidrológicos se trata de una cuenca exorreica; el parteaguas se puede observar en la figura 7.3. De

acuerdo al tamaño de la cuenca, ésta se clasifica en pequeña (menor de 1 000 km²). La longitud de la cuenca es de 12.76 km, el ancho medio es de 3.99 km y el ancho máximo es de 14.05 km. El orden de corriente que corresponde a la cuenca es de cuarto orden, contiene 60 corrientes de primer orden, 14 de segundo orden y 3 de tercer orden. La longitud total de la red de drenaje es de 234.82 km. La densidad de corrientes es un indicador de la eficiencia de la cuenca, por ello se tiene de la ecuación 3.1:

$$D_s = \frac{N_s}{A} \quad D_s = \frac{78}{51} \quad D_s = 1.53$$

Debido al número de corrientes (78) y al área de la cuenca se puede determinar que la densidad es alta y tiene una buena respuesta a las tormentas que se registran.

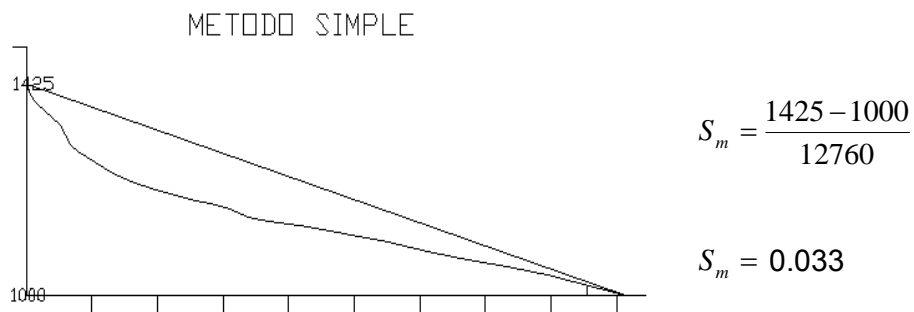
Otro indicador importante en el grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce. A continuación se presentan los tres métodos propuestos para el cálculo de la pendiente del cauce.

- Método de la Pendiente Media:

Elevación Máxima del Cauce: 1 425 msnm

Elevación Mínima del Cauce: 1 000 msnm

Longitud del Cauce: 12 760 m



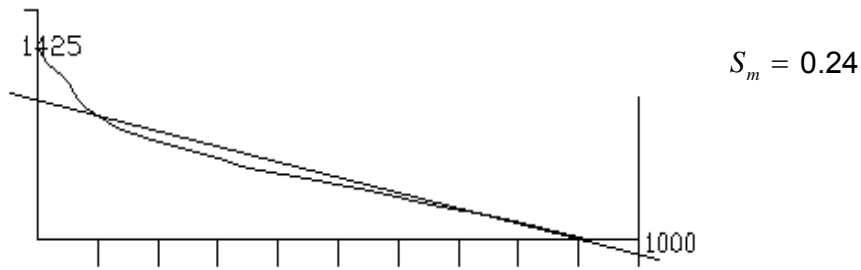
- Método de Compensación de Áreas

Área entre el perfil del río y la recta: 1.35 km²

Área entre la recta y el perfil del río: 1.34 km²

Diferencia entre áreas: 0.013 km²

METODO DE COMPENSACION DE AREAS



- Método de Taylor y Schwarz.

Utilizando la ecuación 3.3:

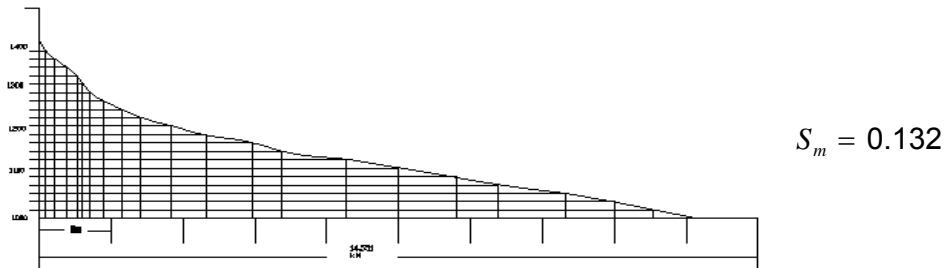
$$S = \left[\frac{m}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \frac{l_3}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

se tiene la siguiente tabla de valores:

Tabla 7.2. Valores para el método de Taylor y Schwarz

i	S _i	1/√S _i
1	0.10789	3.04445391
2	0.0371	5.19174132
3	0.0247	6.36284763
4	0.0233	6.55121782
5	0.0161	7.88110406
6	0.0188	7.29324957
7	0.0171	7.64719113
8	0.0195	7.16114874
9	0.024	6.45497224
10	0.003	18.2574186

METODO TEORICO DE TAYLOR



Como es de esperarse, los valores que se obtienen de la pendiente del cauce por los métodos anteriores son distintos, por lo tanto, se tomará el promedio aritmético para obtener la pendiente media del cauce:

$$S_m = 0.135$$

Atendiendo a la clasificación más significativa con que cuenta la hidrología por el tiempo que transporta agua se tiene que la corriente en estudio es perenne debido a que el punto más bajo del cauce se encuentra siempre abajo del nivel de aguas freáticas, esta corriente transporta agua durante todo el año y siempre está alimentada, total o parcialmente, por el agua subterránea. Por la posición topográfica se trata de un río de montaña ya que se observan cotas elevadas sobre el nivel del mar, tiene grandes pendientes, pocas curvas y debido a las grandes velocidades que alcanza el agua, en sus cauces se encuentran cantos rodados con un poco de grava.

Para la obtención de la precipitación sólo se localiza una estación climatológica dentro de la cuenca en estudio, esta condición llama a realizar el cálculo con otros métodos que se encuentran fuera de contexto para el objetivo de este trabajo. Por lo anterior, la precipitación tomada para la cuenca en estudio se obtiene de cartas hidrológicas expedidas por el INEGI.

El siguiente paso es la construcción del hidrograma en función de gastos medios anuales en un periodo de 30 años consecutivos, debido que es el tiempo mínimo requerido por norma para llevar a cabo los estudios hidrológicos, los datos correspondientes a esos años se muestran en la tabla 7.6 y el hidrograma subsecuente en la figura 7.4.

Tabla 7.6. Datos de gastos medios mensuales

Año	Gasto (m ³ /seg)	Año	Gasto (m ³ /seg)	Año	Gasto (m ³ /seg)	Año	Gasto (m ³ /seg)	Año	Gasto (m ³ /seg)
1960	157	1966	280	1972	161	1978	233	1984	189
1961	225	1967	210	1973	185	1979	245	1985	211
1962	196	1968	170	1974	228	1980	258	1986	249
1963	175	1969	205	1975	231	1981	291	1987	178
1964	217	1970	183	1976	194	1982	269	1988	251
1965	189	1971	294	1977	186	1983	207	1989	276

Nota: Datos obtenidos de la estación climatológica Axutla con información de la CONAGUA.

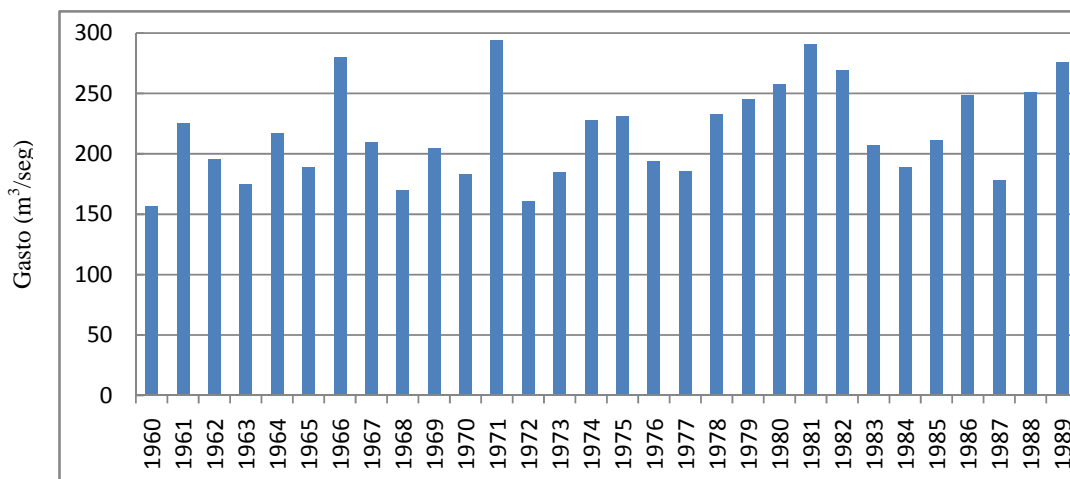


Figura 7.4. Hidrograma de la corriente en estudio por año

La forma del hidrograma varía de una cuenca a otra dependiendo de las características hidráulicas del sistema natural de drenaje como son la pendiente, la rugosidad de las paredes del drenaje, el área de drenaje, almacenamientos naturales o artificiales en el trayecto, la longitud de la corriente, condición de humedad del cauce y otros factores como la vegetación, modificaciones en la sección del cauce. En base a la forma del hidrograma presentado en la figura 7.4 se tienen las siguientes Interpretaciones:

- Es de pendiente fuerte
- De rugosidad menor
- De almacenamiento medio
- De alta densidad
- De menor longitud

El periodo de retorno del gasto de diseño máximo se debe de tomar en cuenta para el diseño de la presa pequeña; debido a que el periodo de retorno es un evento extremo que es inversamente proporcional a su frecuencia de ocurrencia, es importante su cálculo.

Con la ayuda de la información de la tabla 7.6 se puede obtener el gasto de diseño máximo, para lo cual se llevará a cabo el análisis por medio de las funciones de probabilidad expuestas en el capítulo 3 de este trabajo. A

continuación se presentarán las tablas de cálculo de cada una de las funciones de probabilidad por las cuales se obtuvo el cálculo del gasto de diseño máximo para un periodo de retorno de 50 años.

El primer paso para trabajar con cada una de las distribuciones es obtener la media, \bar{x} , y la desviación, S , de los datos que se presentan en la tabla 7.6 por medio de las ecuaciones 3.7 y 3.8 respectivamente, esto es:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} = \frac{6543}{30}$$

$$\bar{x} = 218.10$$

Donde $\sum_{i=1}^n x_i$ es la sumatoria de los gastos ordenados de mayor a menor y n se trata del número de datos con que se trabajan, en este caso es de 30.

Para el cálculo de la desviación se tiene que:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{1553.20}$$

$$S = 39.41$$

Donde $\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$ es la sumatoria de la diferencia entre los gastos ordenados de mayor a menor y la media, esto elevado al cuadrado y dividido entre el número de datos menos uno.

Después se procede a realizar el cálculo del gasto de diseño máximo y el error estándar en cada una de las distribuciones tomando un periodo de retorno de 50 años.

1. Distribución Exponencial.

El primer paso es obtener los estimadores por medio de las ecuaciones 3.10 y 3.11; después se calcula, por medio de la ecuación que representa a la distribución exponencial que es la 3.9, el gasto calculado de cada uno de los gastos históricos que se tienen del registro. Con ayuda de la ecuación 3.9, el parámetro de ubicación, el parámetro de escala y un periodo de retorno de 50

años se obtiene el gasto de diseño, en m³/seg, según esta distribución. Por último, se procede a obtener el error estándar con la ecuación 3.18.

De la ecuación 3.9 se despeja x y el valor de $F(x)$ se sustituye por la secuencia del cálculo se muestra en la tabla 7.7

Tabla 7.7. Distribución Exponencial

Año	Orden	Gasto	Ordenados	T	1/T	1-(1/T)	LN(1/T)	β(LN(1/T))	X-β(LN(1/T))	(X-Q) ²
1960	1	157	294	31,00	0,03	0,97	-3,43	-135,34	314,02	401,00
1961	2	225	291	15,50	0,06	0,94	-2,74	-108,02	286,71	18,42
1962	3	196	280	10,33	0,10	0,90	-2,34	-92,04	270,73	85,97
1963	4	175	276	7,75	0,13	0,87	-2,05	-80,70	259,39	275,88
1964	5	217	269	6,20	0,16	0,84	-1,82	-71,91	250,60	338,71
1965	6	189	258	5,17	0,19	0,81	-1,64	-64,72	243,41	212,85
1966	7	280	251	4,43	0,23	0,77	-1,49	-58,65	237,34	186,72
1967	8	210	249	3,88	0,26	0,74	-1,35	-53,38	232,07	286,53
1968	9	170	245	3,44	0,29	0,71	-1,24	-48,74	227,43	308,67
1969	10	205	233	3,10	0,32	0,68	-1,13	-44,59	223,28	94,50
1970	11	183	231	2,82	0,35	0,65	-1,04	-40,83	219,52	131,74
1971	12	294	228	2,58	0,39	0,61	-0,95	-37,40	216,09	141,77
1972	13	161	225	2,38	0,42	0,58	-0,87	-34,25	212,94	145,47
1973	14	185	217	2,21	0,45	0,55	-0,79	-31,33	210,02	48,75
1974	15	228	211	2,07	0,48	0,52	-0,73	-28,61	207,30	13,70
1975	16	231	210	1,94	0,52	0,48	-0,66	-26,07	204,76	27,50
1976	17	194	207	1,82	0,55	0,45	-0,60	-23,68	202,37	21,47
1977	18	186	205	1,72	0,58	0,42	-0,54	-21,42	200,11	23,88
1978	19	233	196	1,63	0,61	0,39	-0,49	-19,29	197,98	3,93
1979	20	245	194	1,55	0,65	0,35	-0,44	-17,27	195,96	3,85
1980	21	258	189	1,48	0,68	0,32	-0,39	-15,35	194,04	25,39
1981	22	291	189	1,41	0,71	0,29	-0,34	-13,52	192,21	10,27
1982	23	269	186	1,35	0,74	0,26	-0,30	-11,76	190,45	19,83
1983	24	207	185	1,29	0,77	0,23	-0,26	-10,09	188,78	14,26
1984	25	189	183	1,24	0,81	0,19	-0,22	-8,48	187,17	17,36
1985	26	211	178	1,19	0,84	0,16	-0,18	-6,93	185,62	58,08
1986	27	249	175	1,15	0,87	0,13	-0,14	-5,44	184,13	83,43
1987	28	178	170	1,11	0,90	0,10	-0,10	-4,01	182,70	161,31
1988	29	251	161	1,07	0,94	0,06	-0,07	-2,63	181,32	412,81
1989	30	276	157	1,03	0,97	0,03	-0,03	-1,29	179,98	528,16

$F(x) = 1 - \frac{1}{T}$, de esto se tiene:

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Donde:

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

Despejando x :

$$x = x_0 - \beta \left\{ \ln\left(\frac{1}{T}\right) \right\}$$

Con esta ecuación se obtienen los valores de la columna con el encabezado $x - \beta(\ln(1/T))$ que representan los gastos calculados.

Los estimadores son:

$$x_0 = \bar{x} - S \quad x_0 = 218.10 - 39.41 \quad x_0 = 178.69$$

$$\beta = S \quad \beta = 39.41$$

Sustituyendo valores con el periodo de retorno de 50 años, se tiene que el gasto de diseño máximo es:

$$x = 178.69 - 39.41 \left\{ \ln\left(\frac{1}{50}\right) \right\}$$

$$x = 332.86 \frac{m^3}{seg}$$

El cálculo del error estándar se calcula con la ecuación 3.18:

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{cal} - Q_{his})^2}{n - mp} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Sustituyendo valores:

$$EE = \left[\frac{4102.22}{30 - 2} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$EE = 12.1$$

2. Distribución Gumbel.

Se obtienen los estimadores con las ecuaciones 3.13 y 3.14, estos son:

$$\nu = \bar{x} - 0.45S \quad \nu = 218.1 - 0.45(39.41) \quad \nu = 200.37$$

$$\alpha = 0.78S \quad \alpha = 0.78(39.41) \quad \alpha = 30.74$$

De la ecuación 3.12 se despeja x y se sustituye $F(x)$ por $1 - \frac{1}{T}$:

$$x = v - \alpha \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right)$$

Con esta ecuación se obtienen los valores de la columna con el encabezado x_T de la tabla 7.8 que representan los gastos calculados.

Tabla 7.8. Distribución Gumbel

Año	Orden	Gasto	Ordenados	T	1/T	1-(1/T)	LN(1-(1/T))	LN(-LN(1-(1/T)))	$\alpha^*LN(-LN(1-(1/T)))$	x_T	$(x_T - Q)^2$
1960	1	157	294	31,00	0,03	0,97	-0,03	-3,42	105,06	305,42	130,52
1961	2	225	291	15,50	0,06	0,94	-0,07	-2,71	83,23	283,60	54,76
1962	3	196	280	10,33	0,10	0,90	-0,10	-2,28	70,24	270,60	88,28
1963	4	175	276	7,75	0,13	0,87	-0,14	-1,98	60,85	261,21	218,66
1964	5	217	269	6,20	0,16	0,84	-0,18	-1,74	53,42	253,79	231,39
1965	6	189	258	5,17	0,19	0,81	-0,22	-1,54	47,24	247,60	108,15
1966	7	280	251	4,43	0,23	0,77	-0,26	-1,36	41,89	242,26	76,40
1967	8	210	249	3,88	0,26	0,74	-0,30	-1,21	37,17	237,53	131,55
1968	9	170	245	3,44	0,29	0,71	-0,34	-1,07	32,90	233,26	137,76
1969	10	205	233	3,10	0,32	0,68	-0,39	-0,94	28,99	229,35	13,30
1970	11	183	231	2,82	0,35	0,65	-0,44	-0,82	25,36	225,72	27,83
1971	12	294	228	2,58	0,39	0,61	-0,49	-0,71	21,96	222,32	32,24
1972	13	161	225	2,38	0,42	0,58	-0,54	-0,61	18,74	219,10	34,79
1973	14	185	217	2,21	0,45	0,55	-0,60	-0,51	15,66	216,03	0,94
1974	15	228	211	2,07	0,48	0,52	-0,66	-0,41	12,71	213,07	4,30
1975	16	231	210	1,94	0,52	0,48	-0,73	-0,32	9,85	210,21	0,04
1976	17	194	207	1,82	0,55	0,45	-0,79	-0,23	7,05	207,42	0,18
1977	18	186	205	1,72	0,58	0,42	-0,87	-0,14	4,31	204,68	0,10
1978	19	233	196	1,63	0,61	0,39	-0,95	-0,05	1,61	201,97	35,66
1979	20	245	194	1,55	0,65	0,35	-1,04	0,04	-1,09	199,28	27,83
1980	21	258	189	1,48	0,68	0,32	-1,13	0,12	-3,80	196,57	57,31
1981	22	291	189	1,41	0,71	0,29	-1,24	0,21	-6,53	193,83	23,36
1982	23	269	186	1,35	0,74	0,26	-1,35	0,30	-9,33	191,04	25,37
1983	24	207	185	1,29	0,77	0,23	-1,49	0,40	-12,22	188,15	9,90
1984	25	189	183	1,24	0,81	0,19	-1,64	0,50	-15,25	185,12	4,48
1985	26	211	178	1,19	0,84	0,16	-1,82	0,60	-18,49	181,88	15,06
1986	27	249	175	1,15	0,87	0,13	-2,05	0,72	-22,03	178,33	11,11
1987	28	178	170	1,11	0,90	0,10	-2,34	0,85	-26,07	174,29	18,42
1988	29	251	161	1,07	0,94	0,06	-2,74	1,01	-30,99	169,37	70,07
1989	30	276	157	1,03	0,97	0,03	-3,43	1,23	-37,92	162,44	29,60

Sustituyendo valores con el periodo de retorno de 50 años, se tiene que el gasto de diseño máximo es:

$$x = 200.37 - (30.74) \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{50} \right) \right)$$

$$x = 319.94 \frac{m^3}{seg}$$

Sustituyendo los valores para el cálculo del error estándar se tiene:

$$EE = \left[\frac{1619.34}{30 - 2} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$EE = 7.60$$

3. Distribución Normal.

El valor de los estimadores son los mismos que la media y la desviación:

$$\mu = \bar{x} \quad \mu = 218.10$$

$$\sigma = S \quad \sigma = 39.41$$

De la ecuación 3.15 se despeja x y se sustituye $F(x)$ por $1 - \frac{1}{T}$:

$$x = \mu + \sigma U_T$$

Con esta ecuación se obtienen los valores de la columna con el encabezado x_T de la tabla 7.9 que representan los gastos calculados. Se debe de tener cuidado en el cálculo del valor de U_T , ya que depende de las condiciones mencionadas en el capítulo 3.

Tabla 7.9. Distribución Normal

Año	Orden	Gasto	Ordenados	T	1/T	v		Cociente Ec. 3.16	UT	XT	(XT-Q) ²
						0<1/T<0.5	0.5<1/T<1				
1960	1	157	294	31,00	0,03	2,62		0,77	1,85	290,97	9,18
1961	2	225	291	15,50	0,06	2,34		0,82	1,52	277,93	170,70
1962	3	196	280	10,33	0,10	2,16		0,86	1,30	269,35	113,48
1963	4	175	276	7,75	0,13	2,02		0,89	1,13	262,68	177,55
1964	5	217	269	6,20	0,16	1,91		0,92	0,99	257,08	142,04
1965	6	189	258	5,17	0,19	1,81		0,95	0,86	252,18	33,87
1966	7	280	251	4,43	0,23	1,73		0,97	0,75	247,76	10,52
1967	8	210	249	3,88	0,26	1,65		1,00	0,65	243,68	28,33
1968	9	170	245	3,44	0,29	1,57		1,02	0,55	239,86	26,45
1969	10	205	233	3,10	0,32	1,50		1,04	0,46	236,23	10,44

1970	11	183	231	2,82	0,35	1,44		1,07	0,37	232,75	3,08
1971	12	294	228	2,58	0,39	1,38		1,09	0,29	229,39	1,93
1972	13	161	225	2,38	0,42	1,32		1,12	0,20	226,11	1,23
1973	14	185	217	2,21	0,45	1,26		1,14	0,12	222,88	34,59
1974	15	228	211	2,07	0,48	1,20		1,16	0,04	219,69	75,51
1975	16	231	210	1,94	0,52		1,20	1,16	-0,04	216,51	42,39
1976	17	194	207	1,82	0,55		1,26	1,14	-0,12	213,32	39,93
1977	18	186	205	1,72	0,58		1,32	1,12	-0,20	210,09	25,94
1978	19	233	196	1,63	0,61		1,38	1,09	-0,29	206,81	116,86
1979	20	245	194	1,55	0,65		1,44	1,07	-0,37	203,45	89,21
1980	21	258	189	1,48	0,68		1,50	1,04	-0,46	199,97	120,31
1981	22	291	189	1,41	0,71		1,57	1,02	-0,55	196,34	53,92
1982	23	269	186	1,35	0,74		1,65	1,00	-0,65	192,52	42,54
1983	24	207	185	1,29	0,77		1,73	0,97	-0,75	188,44	11,86
1984	25	189	183	1,24	0,81		1,81	0,95	-0,86	184,02	1,04
1985	26	211	178	1,19	0,84		1,91	0,92	-0,99	179,12	1,25
1986	27	249	175	1,15	0,87		2,02	0,89	-1,13	173,52	2,18
1987	28	178	170	1,11	0,90		2,16	0,86	-1,30	166,85	9,91
1988	29	251	161	1,07	0,94		2,34	0,82	-1,52	158,27	7,48
1989	30	276	157	1,03	0,97		2,62	0,77	-1,85	145,23	138,55

Sustituyendo valores con el periodo de retorno de 50 años, se tiene que el gasto de diseño máximo es:

$$x = 218.10 + (39.41)(2.0529)$$

$$x = 299.004 \frac{m^3}{seg}$$

Sustituyendo los valores para el cálculo del error estándar se tiene:

$$EE = \left[\frac{1542.24}{30 - 2} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$EE = 7.42$$

4. Distribución Log normal.

Como se explico en el capítulo 3, el valor del parámetro μ es la división de la suma de la columna con el encabezado LN(Q) entre el número de datos (Tabla 7.10); el parámetro σ se obtiene de la raíz cuadrada de la suma de la columna con el encabezado (LN(Q)-MEDIA)² dividido entre el número de datos menos uno.

$$\mu = 5.37 \qquad \sigma = 0.172$$

Con la siguiente ecuación se obtienen los valores de la tabla 7.10:

$$x = \exp^{\mu + \sigma U_T}$$

Se debe de tener cuidado en el cálculo del valor de U_T , ya que depende de las condiciones mencionadas en el capítulo 3.

Tabla 7.10. Distribución Log normal

Año	Gasto	Ordenados	LN(Q)	(LN(Q)- MEDIA)^2	T	1/T	v		Cociente Ec. 3.16	UT	XT	(XT-Q) ²
							0<1/T<0.5	0.5<1/T<1				
1960	157	294	5,68	0,0987	31,00	0,03	2,62		0,77	1,85	295,23	1,505
1961	225	291	5,67	0,0924	15,50	0,06	2,34		0,82	1,52	278,88	146,790
1962	196	280	5,63	0,0704	10,33	0,10	2,16		0,86	1,30	268,62	129,586
1963	175	276	5,62	0,0630	7,75	0,13	2,02		0,89	1,13	260,90	227,998
1964	217	269	5,59	0,0508	6,20	0,16	1,91		0,92	0,99	254,60	207,273
1965	189	258	5,55	0,0337	5,17	0,19	1,81		0,95	0,86	249,21	77,280
1966	280	251	5,53	0,0243	4,43	0,23	1,73		0,97	0,75	244,44	43,047
1967	210	249	5,52	0,0219	3,88	0,26	1,65		1,00	0,65	240,12	78,808
1968	170	245	5,50	0,0174	3,44	0,29	1,57		1,02	0,55	236,15	78,355
1969	205	233	5,45	0,0067	3,10	0,32	1,50		1,04	0,46	232,44	0,316
1970	183	231	5,44	0,0053	2,82	0,35	1,44		1,07	0,37	228,93	4,268
1971	294	228	5,43	0,0036	2,58	0,39	1,38		1,09	0,29	225,59	5,792
1972	161	225	5,42	0,0022	2,38	0,42	1,32		1,12	0,20	222,38	6,857
1973	185	217	5,38	0,0001	2,21	0,45	1,26		1,14	0,12	219,27	5,151
1974	228	211	5,35	0,0003	2,07	0,48	1,20		1,16	0,04	216,23	27,392
1975	231	210	5,35	0,0005	1,94	0,52		1,20	1,16	-0,04	213,25	10,574
1976	194	207	5,33	0,0013	1,82	0,55		1,26	1,14	-0,12	210,30	10,885
1977	186	205	5,32	0,0022	1,72	0,58		1,32	1,12	-0,20	207,36	5,553
1978	233	196	5,28	0,0083	1,63	0,61		1,38	1,09	-0,29	204,40	70,628
1979	245	194	5,27	0,0103	1,55	0,65		1,44	1,07	-0,37	201,42	55,078
1980	258	189	5,24	0,0163	1,48	0,68		1,50	1,04	-0,46	198,39	88,083
1981	291	189	5,24	0,0163	1,41	0,71		1,57	1,02	-0,55	195,27	39,289
1982	269	186	5,23	0,0206	1,35	0,74		1,65	1,00	-0,65	192,04	36,435
1983	207	185	5,22	0,0222	1,29	0,77		1,73	0,97	-0,75	188,65	13,287
1984	189	183	5,21	0,0256	1,24	0,81		1,81	0,95	-0,86	185,03	4,138
1985	211	178	5,18	0,0352	1,19	0,84		1,91	0,92	-0,99	181,11	9,698
1986	249	175	5,16	0,0419	1,15	0,87		2,02	0,89	-1,13	176,74	3,037
1987	178	170	5,14	0,0546	1,11	0,90		2,16	0,86	-1,30	171,67	2,774
1988	251	161	5,08	0,0830	1,07	0,94		2,34	0,82	-1,52	165,35	18,882
1989	276	157	5,06	0,0981	1,03	0,97		2,62	0,77	-1,85	156,19	0,652

Sustituyendo valores con el periodo de retorno de 50 años, se tiene que el gasto de diseño máximo es:

$$x = \exp^{(5.37)+(2.0529)(0.172)}$$

$$x = 305.85 \frac{m^3}{seg}$$

Sustituyendo los valores para el cálculo del error estándar se tiene:

$$EE = \left[\frac{1409.49}{30 - 2} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$EE = 7.095$$

En la tabla 7.11 se presentan los resultados de cada distribución de probabilidad con su respectivo error estándar.

Tabla 7.11. Resumen de resultados de las distintas distribuciones

Distribución	Gasto de diseño máximo (m ³ /seg)	Error estándar
Exponencial	332.86	12.10
Gumbel	319.94	7.60
Normal	299.00	7.42
Log normal	305.85	7.09

En conclusión, el gasto de diseño máximo para los datos mostrados en la tabla 7.6 será de 305.85 m³/seg para un periodo de retorno de 50 años; se elige este valor, a pesar de no ser el menor, en razón de que el error estándar obtenido en la distribución log normal es el de menor magnitud.

Para dar por concluidos los cálculos correspondientes a la hidrología, a continuación se presenta la determinación de la evapotranspiración potencial de los cultivos (ETPc) en la región. El plan de cultivos está integrado por maíz, durazno y alfalfa.

La información climatológica pertenece a las siguientes coordenadas:

Latitud: 18° 08' 08" Longitud: 98° 16' 23" Altitud: 1195 msnm

De acuerdo con la información disponible en las columnas 2, 3 y 4 de la tabla 7.7 y siendo las condiciones climáticas generales seco con vientos moderados, se estimo la evapotranspiración potencial de los cultivos con la fórmula de Turc, presentada en el apéndice B, los resultados se aprecian en la columna 5.

Utilizando los valores del coeficiente de cultivo del maíz se estima la evapotranspiración potencial del cultivo, a lo que corresponden los valores de la columna 6 y 7.

El coeficiente de cultivo de la alfalfa, de acuerdo a la tabla B.5 del apéndice B, se expone en la columna 8, con este valor se calcula la evapotranspiración potencial del cultivo mensual de este forraje como se muestra en la columna 9.

Por último, para el durazno se considero un clima seco con vientos débiles a moderados con cubierta vegetal y de la tabla B.7 del apéndice B se obtuvo el valor del coeficiente de cultivo de la columna 10, la estimación de la evapotranspiración potencial está en la columna 11.

Los valores que se exhiben al final de las columnas 7, 9 y 11 representan en mililitros por día, respectivamente, la evapotranspiración potencial de cada cultivo a lo largo de su crecimiento hasta su cosecha.

Los valores se deben de tomar en cuenta en el cálculo de las aportaciones mínimas que debe de realizar la presa pequeña para el agua de riego.

Tabla 7.7. Cálculo de la evapotranspiración potencial de cada cultivo (ETPc)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Mes	Tt °C	Ri	HR %	ETP _T mm	Maíz		Alfalfa		Durazno	
					K _c	ETPc (mm)	K _c	ETPc (mm)	K _c	ETPc (mm)
Ene	18	217	43.4	58.3						
Feb	19	282	36.7	68.5						
Mar	20	353	35.2	92.0					0.85	78.2
Abr	21	416	32.3	108.7	0.3	32.6	0.95	103.3	0.95	103.3
May	22	465	34.1	122.6	0.56	68.6	0.95	116.4	1.05	128.7
Jun	22	503	40.1	131.5	1.01	132.8	0.95	124.9	1.15	151.2
Jul	22	541	45.8	140.5	1.17	164.3	0.95	133.4	1.15	161.5
Ago	20	576	46.7	143.2	1.10	157.5	0.95	136.0	1.15	164.7
Sep	21	593	49.5	150.1	0.082	12.3	0.95	142.6	1.10	165.1
Oct	20	578	48.1	143.5			0.95	136.3	0.90	129.1
Nov	20	552	47.3	137.6					0.85	117.0
Dic	19	549	45.5	143.0						
Σ	-	-	-	1430.4	-	568.2	-	892.9	-	1198.7

Una vez concluidos los estudios correspondientes al área de hidrología, se continuará con los estudios geotécnicos, los cuales se expusieron en el capítulo 4 del presente trabajo, como son la exploración de suelos, las propiedades mecánicas de las rocas y su clasificación y las propiedades mecánicas de los suelos y su clasificación.

Para dar inicio a la clasificación de los suelos y rocas en la zona de interés, se procede a visitar el lugar y realizar pozos a cielo abierto en lugares estratégicos para la obra como son el sitio de desplante de la cortina, el sitio de apoyo de la cortina, puntos geológicos de interés en el embalse, entre otros.

La primera clasificación de los suelos y rocas será en el campo, con ayuda de la clasificación de suelos finos o fracciones de suelo en el campo dada por el SUCS, expuesto en el punto 4.3 del presente trabajo. Realizar las pruebas de movilidad de agua, resistencia al estado seco y tenacidad para obtener una idea general del tipo de suelo del que se trata y así determinar las pruebas de campo y laboratorio a realizar para conocer las propiedades físicas y mecánicas de las rocas y los suelos.

Debido a las características geológicas de la zona y a que no se tiene información suficiente en las fuentes oficiales que sean de utilidad para el proyecto, se recomienda realizar pruebas de muestreo alterado e inalterado que facilitarán el conocimiento de la zona en estudio.

Para conocer las propiedades mecánicas de los suelos se recomienda el uso de pozos a cielo abierto para la extracción de muestras inalteradas a poca profundidad y la utilización del tubo de pared delgada (Tubo Shelby) para mayores profundidades con la ejecución de las pruebas correspondientes para conocer las propiedades mecánicas de los suelos como son la permeabilidad, la resistencia a esfuerzo cortante y la compresibilidad, todas ellas descritas en el punto correspondiente a los estudios geotécnicos para el diseño de una presa pequeña de este trabajo.

En cuanto a las rocas se refiere es sumamente importante obtener la identificación y clasificación más precisa posible, ya que de contar con una roca sana, sin alteraciones importantes, podría ser la base para el desplante de la presa. Se debe de conocer la resistencia a compresión simple, el valor del índice de calidad de la roca (RQD), la permeabilidad del macizo rocoso que será de utilidad para el cálculo del gasto de filtración a través de las fisuras del

macizo y propiamente la clasificación correspondiente, ya que con ésta y algunas correlaciones existentes se podrá obtener mayor información que sea de utilidad para el diseño de la presa pequeña.

Una vez obtenido, realizado y analizado todo informe respecto a las propiedades mecánicas de los suelos y rocas, se procede al diseño de la presa, todo lo referente a este punto se expuso en el capítulo número 5 correspondiente al diseño de una presa pequeña.

La presa que se pretende diseñar, de acuerdo con las necesidades del proyecto, como son abastecimiento de agua potable, riego y abrevadero, así como también aminorar el costo de la obra lo menos posible, será una presa no vertedora, como se vio en el tema correspondiente, una presa no vertedora es aquella que se proyecta para que el agua no rebase su corona.

En razón de que en la zona existen bancos de material suficiente, la presa pequeña será de tierra, esta decisión está basada en el hecho de que en la construcción de este tipo de presas intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo tratamiento y los requisitos para su cimentación son menos exigentes.

La presa pequeña será una presa homogénea, este tipo de presa se construye casi exclusivamente con tierra compactada, tiene una protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba, a continuación se ilustra la sección:

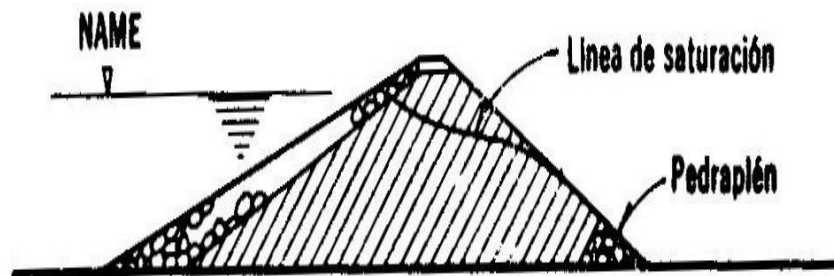


Figura 5. Sección de la presa pequeña

Una vez determinado el material de construcción y la sección de la presa se llevarán a cabo los estudios correspondientes al flujo de agua a través de la cortina y la estabilidad de los taludes, puntos 5.2 y 5.3 respectivamente, del presente trabajo.

El análisis del flujo de agua en suelos y rocas permite obtener información referente al gasto de infiltración a través de la zona de flujo, la influencia del flujo de agua sobre la estabilidad de la masa de suelo o roca a través de la que ocurre y la posibilidad de que se produzcan arrastres de material. El análisis del flujo de agua a través de la presa se considera un problema de flujo no confinado, debido a que las fronteras del problema no están bien definidas, por ésta razón, se utiliza para el estudio el concepto de redes de flujo y todas las teorías relacionadas a ellas.

Es posible que a través de la zona alterada de los empotramientos se presente cierta filtración, el cálculo del gasto se realiza con la siguiente expresión:

$$Q = k(h_1 - h_2) \left[\sum S_L + \frac{1}{2} \sum S_u \right] f(B/T)$$

donde:

B = Espesor de la pantalla impermeable

h_1 y h_2 = Carga hidráulica aguas arriba y aguas abajo, respectivamente

k = Permeabilidad de la roca alterada de los empotramientos

T = Espesor de la roca alterada

$\sum S_L$ = Longitud total del contacto pantalla-roca bajo la elevación h_2 .

$\sum S_u$ = Longitud total del contacto pantalla-roca comprendido entre las elevaciones h_1 y h_2 .

$$f(B/T) = \begin{cases} \frac{1}{\pi} L_n(5T/B) & \text{para } B \ll T \\ \frac{1}{\pi} L_n \frac{13 + (B/T)^2}{2.54(B/T)} & \text{para } B \leq T \\ \frac{1}{0.88 + B/T} & \text{para } B \geq T \end{cases}$$

Después de analizar el flujo de agua a través de los suelos y las rocas, se procede a realizar el estudio de la estabilidad de taludes que tienen ingerencia en la obra; estos taludes pueden ser los que se encuentran en la zona del embalse, otros taludes a analizar son los que están cerca de la cortina y los que se utilizan para su empotramiento, los taludes, ya sean naturales o

artificiales, que se localizan en los accesos para la obra también forman parte de la lista para su análisis.

El análisis de la estabilidad de taludes se puede llevar a cabo con cualquiera de las teorías expuestas en el punto 5.3 de este trabajo, lo importante es obtener, de manera confiable, el factor de seguridad de todos los taludes involucrados para prevenir cualquier deslizamiento que pueda provocar daños a la presa pequeña.

Por último, una vez realizados los análisis de flujo de agua y la estabilidad de los taludes, se procede a describir los aspectos constructivos que se deben de tomar en cuenta en el momento de ejecutar la obra, esto concierne al punto 6.

Es necesario recordar que los métodos usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de material con que se trabaje en el campo y los factores más importantes en la eficiencia del equipo son el contenido de agua del suelo y la energía específica empleada en el proceso.

Debido a que se trata de una presa de tierra con una sección homogénea, se recomienda utilizar compactadores con rodillos de pata de cabra, ya que éstos son eficientes al tratar con suelos finos o granulares gruesos con un contenido de finos mayor al 20%.

Debido a que se puede apreciar cierto espesor de aluvión en el cauce, es importante considerar la ejecución de inyecciones para poder crear una pantalla impermeable y, de este modo, evitar la filtración de agua por debajo de la presa. El método de inyección quedará determinado en función de la calidad de roca que se encuentre en la zona donde se va a desplantar la cortina; en base a la información que se tiene, el método de inyección podría ser el denominado por tramos de regreso, el cual consiste en inyectar después de terminada la perforación y se realiza en tramos comenzando en el fondo de la perforación, este método tiene la ventaja de que se puede ajustar la lechada y las presiones aplicadas de acuerdo a las características del tramo a inyectar.

Por último, la colocación y control de los materiales en la cortina es de suma importancia, ya que hasta el más completo análisis de todos los factores que intervienen en la presa se puede venir abajo debido a una deficiente colocación del material y a un inadecuado control del mismo. Lo concerniente a este tema se expone en el punto 6.3 de este trabajo.

8. CONCLUSIONES

Dentro de las aportaciones que realiza este trabajo cabe destacar dos, la aplicación del método de evaluación de externalidades para la elección de la mejor alternativa de sitio para el diseño de una presa pequeña y la presentación de un capítulo donde se expone la información hidrológica necesaria para el diseño de una presa pequeña.

Al adoptar cualquier método de evaluación de externalidades para elegir la mejor alternativa de sitio para el diseño de presas pequeñas, se deben de cuidar los factores a evaluar, porque de ellos depende el estudio de la elección de la alternativa más viable.

En cuanto al procedimiento para calcular el gasto máximo en la cuenca se debe de afrontar la escasez de estudios climatológicos en el país, acción que diezma el estudio sobre curvas de intensidad-duración-frecuencia y los tiempos de retraso o picos de hidrogramas; por ello, se plantearon diferentes métodos para obtener la información necesaria para proseguir el estudio hidrológico.

Las características más importantes de la precipitación son su intensidad, su distribución en el espacio, su distribución en el tiempo y su frecuencia o probabilidad de ocurrencia; debido a esto, cada problema hidrológico es único y el papel del juicio ingenieril adopta un peso específico en la interpretación del método utilizado para medir cierto fenómeno meteorológico.

La elección de algún tipo de presa responde a la conveniencia de construir una estructura económica y segura con los materiales que existen en la vecindad teniendo en cuenta las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas, sísmicas, así como conocer las características mecánicas de los suelos y las rocas en los empotramientos, el fondo del cauce y el embalse.

En el momento de estudiar las propiedades mecánicas de formaciones rocosas se debe de tomar en cuenta que ninguno de los métodos de la geología estructural es autosuficiente; dichos métodos se deben de agrupar en un marco general de comparación.

El análisis de la estabilidad de una masa rocosa estará ligado a la incertidumbre de la descripción geométrica y mecánica del macizo rocoso; la configuración geométrica de las discontinuidades que se puede presentar es una dispersión idealizada con un enfoque estadístico mediante los levantamientos geológicos y las mediciones de campo.

Los mejores estudios previos, la perfecta exploración de suelo y un excelente diseño para una presa pequeña se tiran por la borda cuando el proceso constructivo es deficiente y falta de calidad; por ello, es importante llevar cabo un correcto control de la obra durante su ejecución.

Hace años, los estudios ambientales no eran más que sólo un trámite a cumplir ante la autoridad correspondiente; en la actualidad, el estudio del impacto ambiental de una obra de estas características debe ser tomado en cuenta al mismo nivel que las variables económicas y técnicas; es necesario desarrollar nuevos métodos para prevenir y restaurar los efectos negativos que provocan, principalmente, las obras de esta magnitud.

Cabe señalar que muchos de los procedimientos presentados a lo largo de este escrito pueden ser extrapolados para el diseño de presas de mayor tamaño.

A lo largo de este trabajo, se mostraron varios métodos para la obtención de resultados que serán de utilidad en diferentes etapas del diseño de una presa pequeña; es deber del ingeniero determinar cuál es el método que mejor se ajusta al estudio, esto en función de lo que se pretende conocer y las condiciones que imperen para llevar a cabo uno u otro procedimiento.

La calidad de la obra no debe de estar en función de su magnitud, es decir, no por tratarse de una obra de pequeñas dimensiones la calidad en los estudios previos, la exploración del suelo, las pruebas de campo y laboratorio, el diseño y el procedimiento de construcción se verán disminuidas a comparación de una obra de grandes dimensiones.

APÉNDICE A. Presas Pequeñas en México

Para iniciar este listado de Presas Pequeñas se presentan unos ejemplos de presas construidas en el Siglo XIX, debido a que el diseño es de hace muchos años, la información con que se cuenta es limitada; al final de las descripciones de las presas se realizó una tabla de resumen.

Presas Ñadó

Está ubicada en el Estado de México sobre la Corriente Ñadó. El año de su conclusión fue 1800. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 7 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La altura de la cortina es de 26 m y tiene una longitud de corona de 180 m (Fig. A.1).

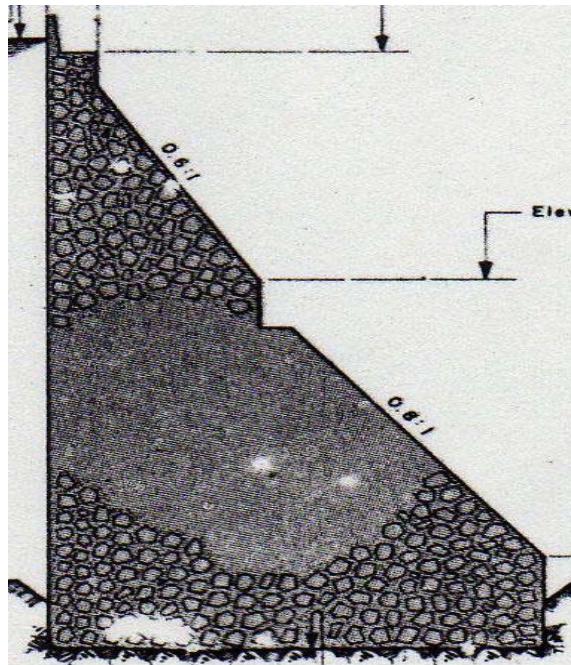


Figura A.1. Cortina de la Presa Ñadó (Año 1800)

Presa Torre Blanca

Está ubicada en el Estado de Michoacán sobre la Corriente San Ramón. Se terminó en el año de 1850. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 1.2 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La altura de la cortina es de 10 m y tiene una longitud de corona de 264 m (Fig. A.2)

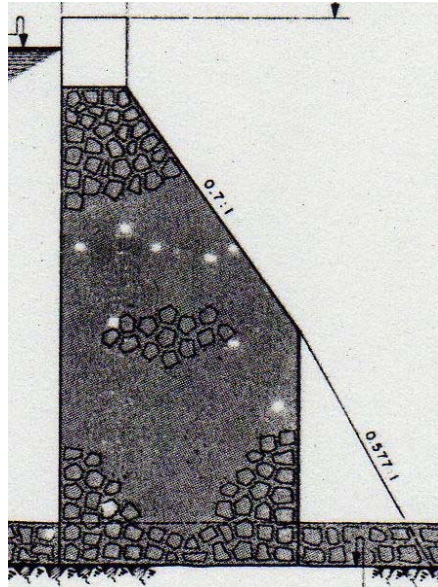


Figura A.2. Cortina de la Presa Torre Blanca (Año 1850)

Presa El Salto

Está ubicada en el Estado de Zacatecas sobre la Corriente Los Conejos. Esta obra concluyó en el año de 1865. El propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 1.35 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La presa tiene una altura de 14 m y una longitud de corona de 205 m (Fig. A.3)

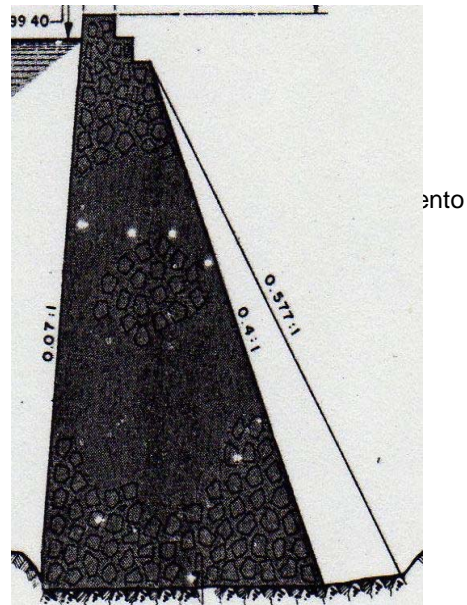


Figura A.3. Cortina de la Presa El Salto (Año 1865)

Presa El Cuidado

Se encuentra sobre la Corriente El Jerez en el Estado de Zacatecas. Concluyó en el año de 1870. El propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 3 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). Cuenta con una altura de 12 m y una longitud de corona de 390 m (Fig. A.4)

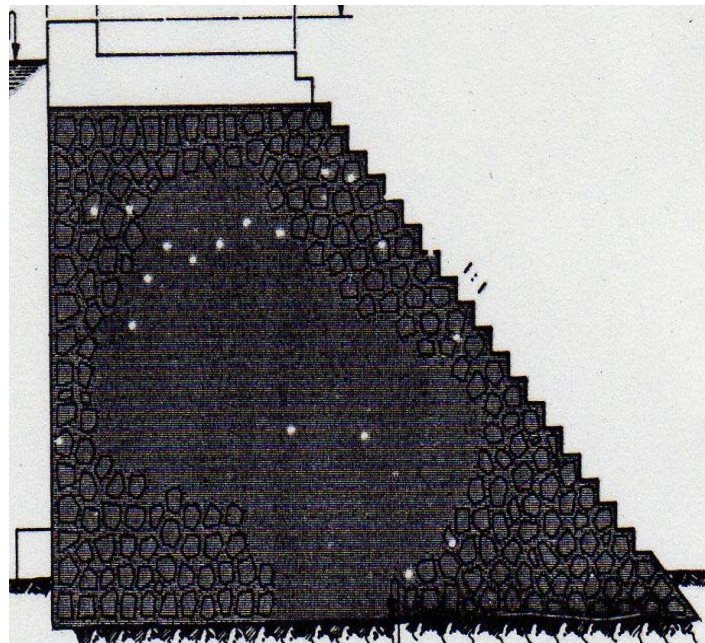


Figura A.4. Cortina de la Presa El Cuidado (Año 1870)

Presas Belén

Se encuentra ubicada sobre la Corriente Belén en el Estado de Guanajuato. Esta presa se concluyó en el año de 1874. El propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 5 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La altura de la presa es de 23 m y tiene una longitud de corona de 160 m (Fig. A.5)

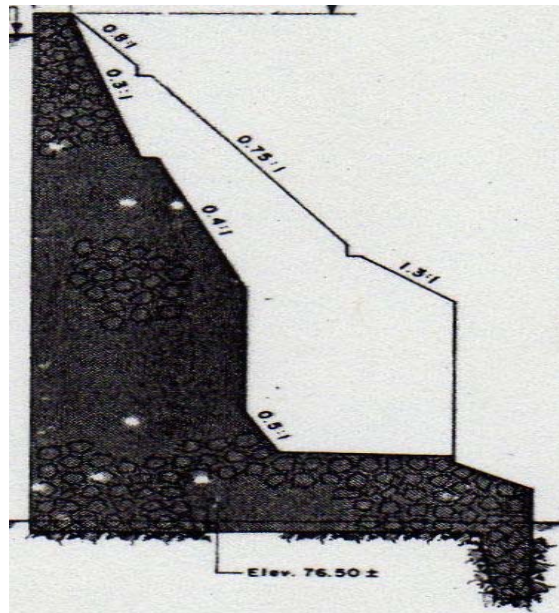


Figura A.5. Cortina de la Presa Belén (Año 1874)

Presas La Loma

Está ubicada en la Corriente Aculco en el Estado de México. Se terminó de construir en el año de 1875. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 3 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de contrafuertes y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La altura de la presa es de 16 m y tiene una longitud de corona de 200 m (Fig. A.6)

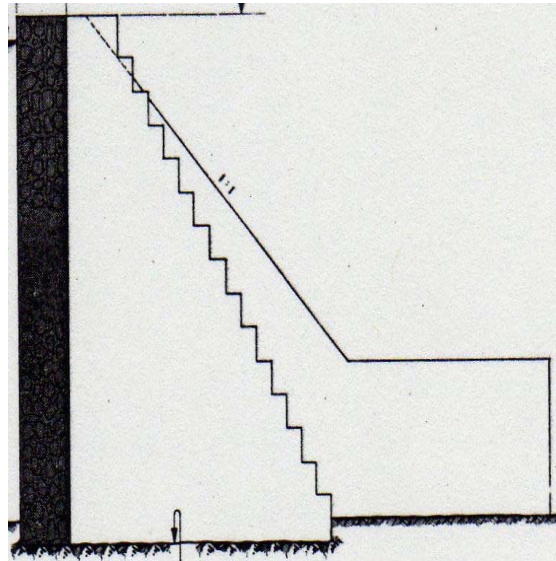


Figura A.6. Cortina de la Presa La Loma (Año 1875)

Presa Montoro

Se localiza sobre la Corriente Montoro en el Estado de Zacatecas. Se concluyó en el año de 1890. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 1.2 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y contrafuertes y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). Tiene una altura de 10 m y una longitud de corona de 300 m (Fig. A.7)

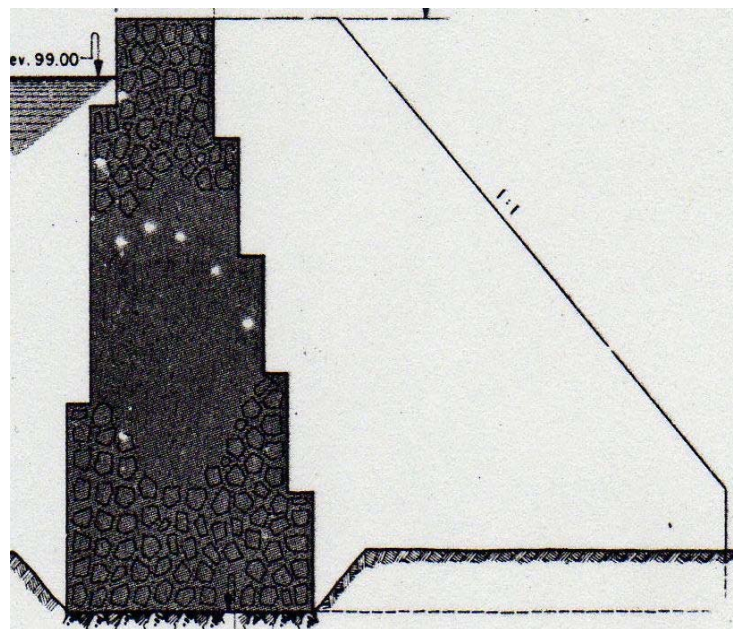


Figura A.7. Cortina de la Presa Montoro (Año 1890)

Presa San Martín

Se encuentra sobre la Corriente San Martín en el Estado de Zacatecas. Esta obra se terminó en el año de 1893. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 2.12 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad con contrafuertes y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La cortina tiene una altura de 17 m y una longitud de corona de 478 m (Fig. A.8)

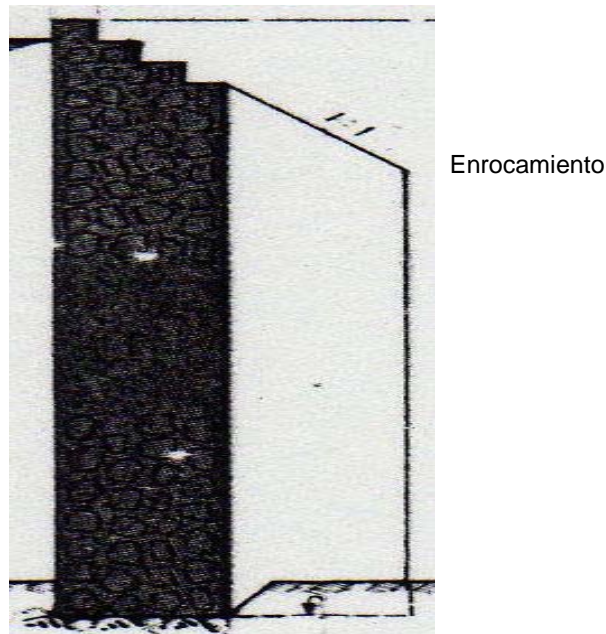


Figura A.8. Cortina de la Presa San Martín (Año 1893)

Presa San Isidro

Se encuentra en el Estado de San Luis Potosí sobre la Corriente San Lorenzo. Se terminó en el año de 1897. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 3.89 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La altura de la cortina es de 14 m y tiene una longitud de corona de 350 m (Fig. A.9)

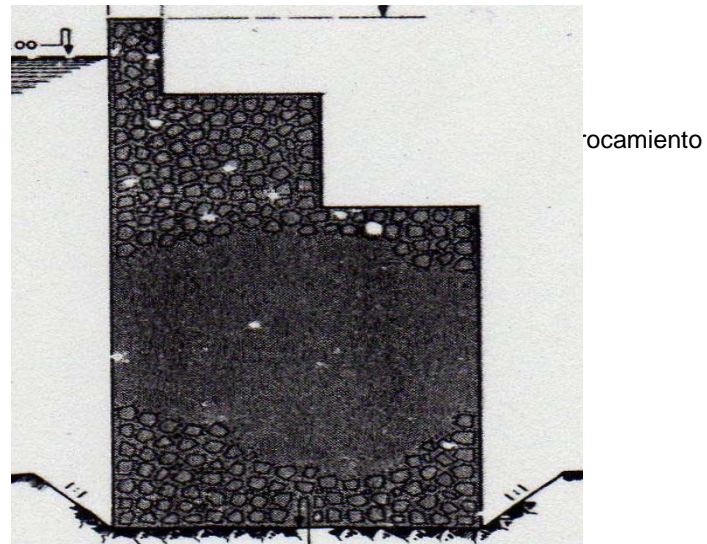


Figura A.9. Cortina de la Presa San Isidro (Año 1897)

Presa San Franco

Se ubica sobre la Corriente La Venta en el Estado de Guanajuato. Se concluyó en el año de 1898. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 4 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La cortina tiene una altura de 16 m y una longitud de corona de 693 m (Fig. A.10)

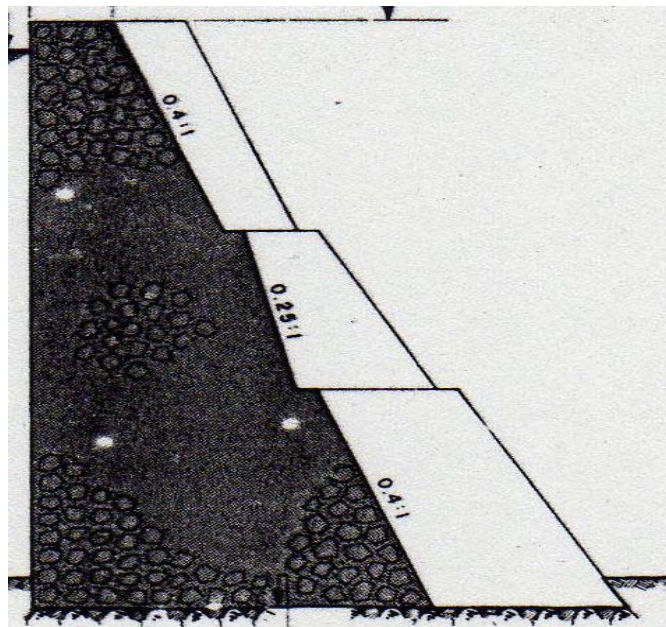


Figura A.10. Cortina de la Presa San Franco (Año 1898)

Presas Miramar

Está sobre la Corriente Coneto en el Estado de Durango. Se concluyó en el año de 1907. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 1.8 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La cortina tiene una altura de 13 m y una longitud de corona de 150 m (Fig. A.11)

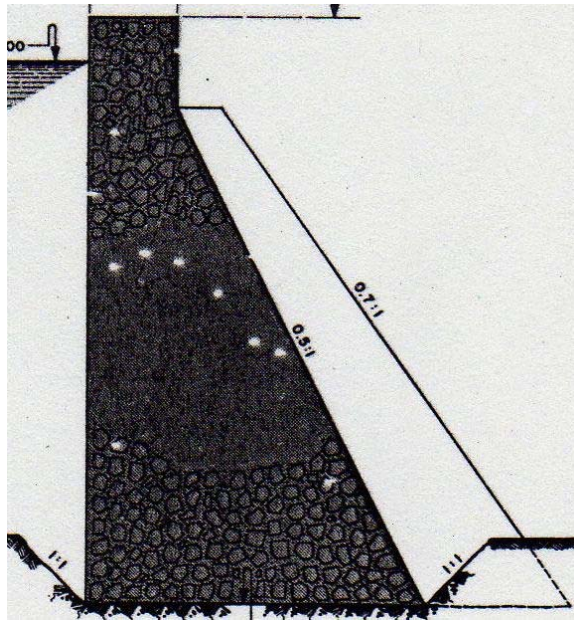


Figura A.11. Cortina de la Presa Miramar (Año 1907)

Presas La Purísima

Está localizada en el Estado de Michoacán sobre un Tributario de la Corriente Tuxpan. El año en que se terminó la obra fue en 1910. El propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 1.2 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de tierra de material impermeable (SRH, 1976). La cortina tiene una altura de 12 m y una longitud de corona de 400 m (Fig. A.12)

Presas San Jerónimo

Está ubicada sobre la Corriente Los Caños en el Estado de Aguascalientes. Se concluyó en el año de 1915. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de un millón de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad con enrocamiento y material impermeable (SRH, 1976). La altura de la cortina es de 11 m y tiene una longitud de corona de 255 m (Fig. A.13)

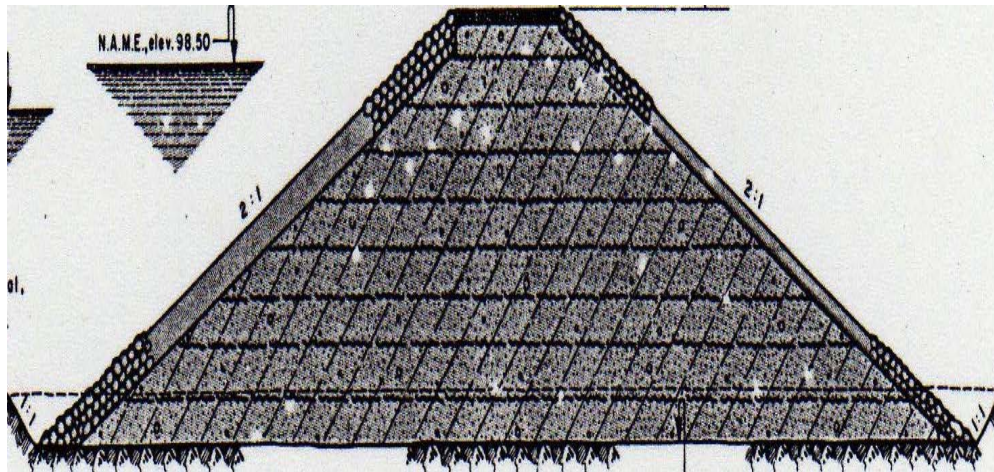
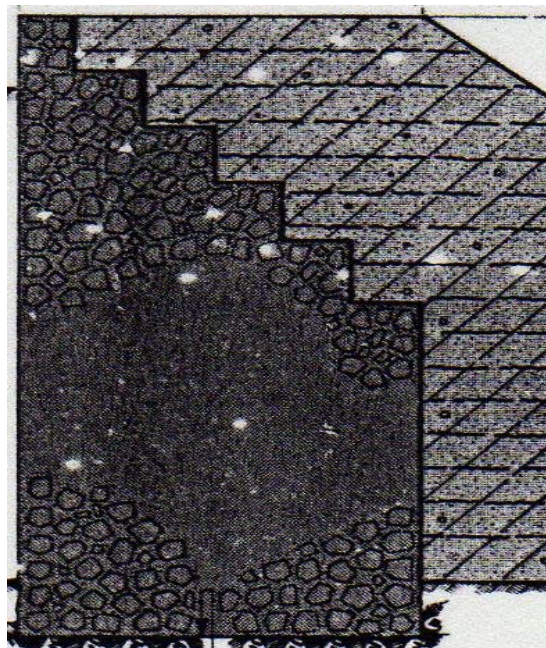


Figura A.12. Cortina de la Presa La Purísima (Año 1910)



Enrocamiento

Figura A.13. Cortina de la Presa San Jerónimo (Año 1915)

Presas Las Lajas

Se encuentra en el Estado de Durango sobre la Corriente Tigre. Se concluyó en el año de 1920. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 1.30 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad y está hecha de enrocamiento (SRH, 1976). La altura es de 12 m y cuenta con una longitud de corona de 250 m (Fig. A.14)

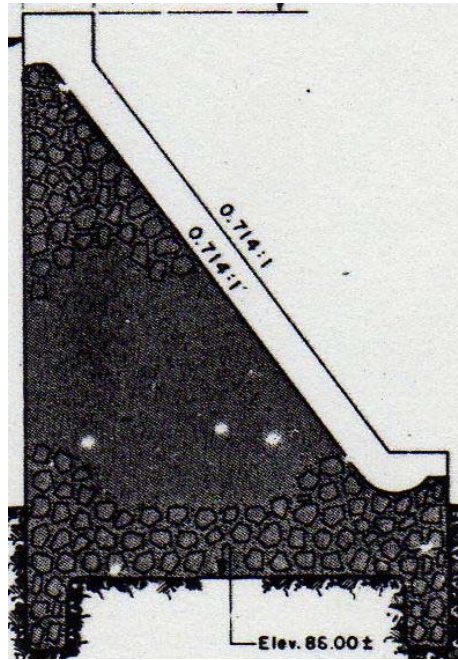


Figura A.14. Cortina de la Presa Las Lajas (Año 1920)

Presa San José El Marqués

Está sobre la Corriente Chapantongo en el Estado de Hidalgo. Se concluyó en el año de 1922. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 3.6 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de gravedad hecha con enrocamiento (SRH, 1976). La altura es de 12 m y tiene una longitud de corona de 480 m (Fig. A.15)

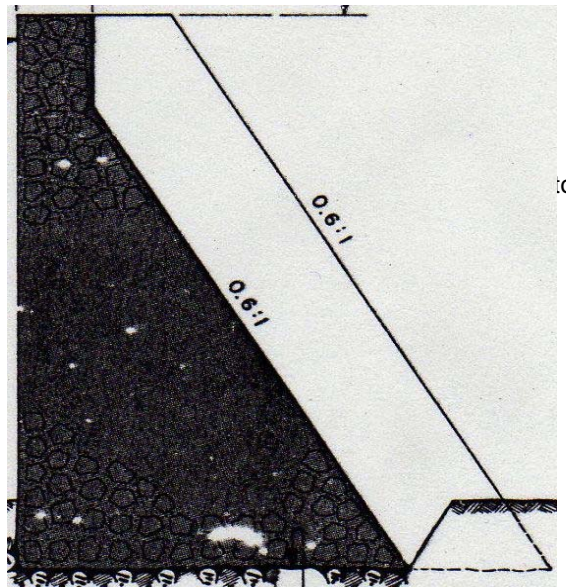


Figura A.15. Cortina de la Presa San José El Marqués (Año 1922)

Presa Requena.

Se sitúa a unos 10 km al sureste de la Ciudad de Tula en el Municipio de Tepeji del Río del Estado de Hidalgo. Su propósito es de riego y el control de avenidas. Fue construida en el periodo de 1919 a 1922. El área de la cuenca es de 595 km². El vaso tiene una capacidad de 70 millones de metros cúbicos en un área de embalse de 740 Ha.

La cortina es de tipo mixta, de tierra y enrocamiento con corazón celular. El elemento impermeabilizante está constituido por un muro celular de mampostería reforzada. El cuerpo de aguas arriba está formado de tierra con un respaldo de roca como elemento estabilizador y protector contra el efecto de oleaje; el de aguas abajo está formado por roca a volteo (CONAGUA, 1982).

El muro celular consiste en una hilera de celdas verticales que recogen las filtraciones del cuerpo de aguas arriba y las descargan a un conducto longitudinal construido en la base del muro que descarga por medio de un dren transversal, garantizando que el cuerpo de aguas debajo de la cortina se mantenga seco (Fig. A.16).

Para la cimentación se removió una gruesa cubierta de escombros que tendía a deslizarse.

La altura de la cortina es de 38 m, la longitud de la corona es de 230 m con una anchura de 3 m. Las celdas del muro tienen 1.50 m de longitud por 0.75 m de ancho y están separadas por tabiques de 0.45 m de espesor.

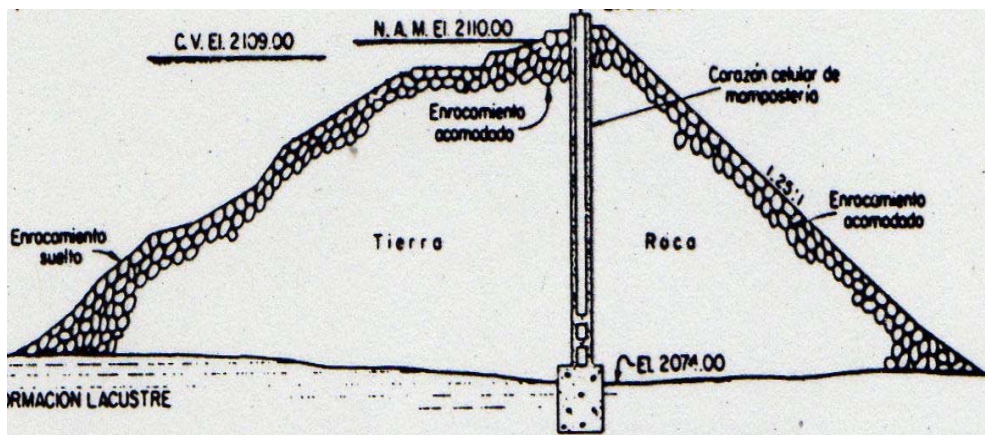


Figura A.16. Cortina de la Presa Requena (Año 1922)

Presa Venustiano Carranza (Don Martín)

Se encuentra aproximadamente a unos 70 km al noreste de Ciudad Anáhuac, sobre el Río Salado, en el Municipio Juárez, en el Estado de Coahuila. El propósito es de riego. El periodo de construcción abarco de 1927 a 1930. Cuenta con un área de cuenca de 31 034 km², la capacidad del vaso es de 1 385 millones de metros cúbicos y el área del embalse es de 12 565 Ha.

La cortina es de tipo mixto con una sección de gravedad vertedora de machones de cabeza redonda, provista de compuertas radiales y sección de tierra homogénea, con pantalla impermeable formada por una losa de concreto reforzado aguas arriba. La sección de tierra está desplantada en calizas y lutitas; la pantalla de concreto queda empotrada en la misma formación, mediante un dentellón hasta empotrarse en material compacto. La parte superior de la pantalla está provista de unos escalones para amortiguar el oleaje.

La altura de la cortina es de 35 m, la longitud de la corona es de 987 m y el ancho es de 6 m (Fig. A.17)

Cabe resaltar que esta presa fue la primera que se construyó en México de tierra homogénea con una pantalla impermeable de concreto reforzado en el paramento de aguas arriba. La sección vertedera es de tipo de machones de cabeza redonda, fue la primera en construirse en el mundo (CONAGUA, 1982).

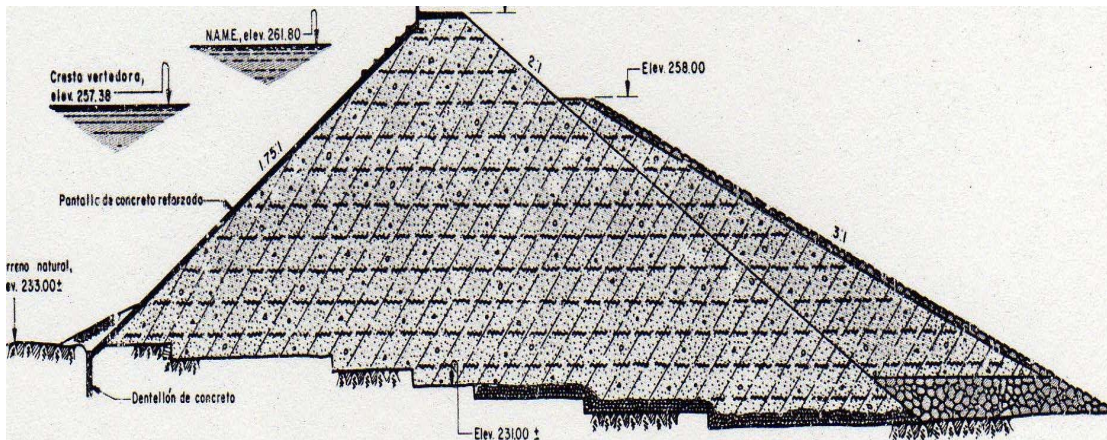


Figura A.17. Cortina de Presa Venustiano Carranza (Don Martín) (Año 1930)

Presa Abelardo Rodríguez L. (El Rosario)

Esta presa está ubicada a 15 km al oeste de la ciudad de Aguascalientes en el Municipio de Jesús María, en el Estado de Aguascalientes. El propósito es de regular las aguas provenientes de la cuenca del Río Morcinique y para riego. El periodo de construcción abarco de 1933 a 1934. El área de la cuenca es de 200 km², la capacidad del vaso es de 18 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 243 Ha.

La cortina es de sección gravedad en planta recta, construida con mampostería con mortero cemento; el paramento de aguas arriba es vertical para después prolongarse hasta el desplante, esta recubierta de concreto simple con un espesor de 50 cm. La corona esta cubierta con una losa de concreto reforzado y dispone de barandales de protección a ambos lados (Fig. A.18).

La altura de la cortina es de 29 m, la longitud de la corona es de 102.90 m y con ancho de 1.50 m (CONAGUA, 1982).

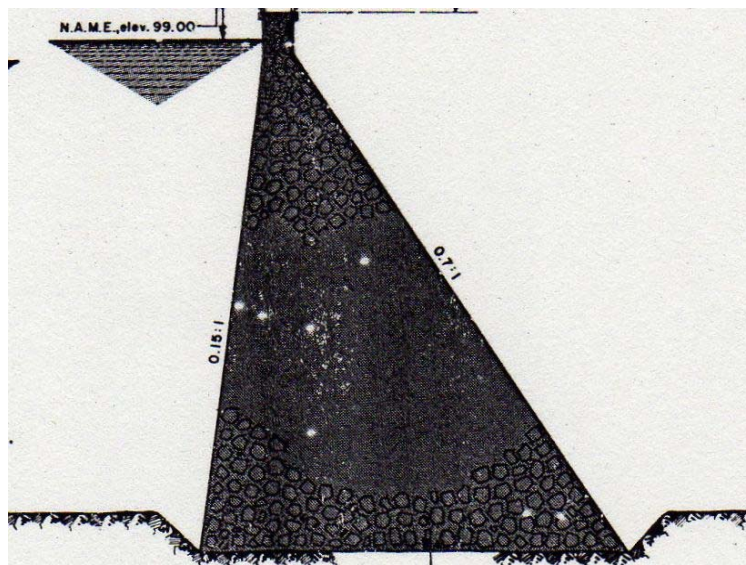


Figura A.18. Cortina de la Presa Abelardo Rodríguez L. (El Rosario) (Año 1934)

Presa Jecolúa

Se localiza sobre la Corriente Jecolúa en el Estado de Sinaloa. Esta presa se concluyó en el año de 1934. Su propósito es de riego. La capacidad del vaso es de 3.7 millones de metros cúbicos. El tipo de presa es de tierra con material impermeable (SRH, 1976). La altura es de 10 m y tiene una longitud de corona de 200 m (Fig. A.19)

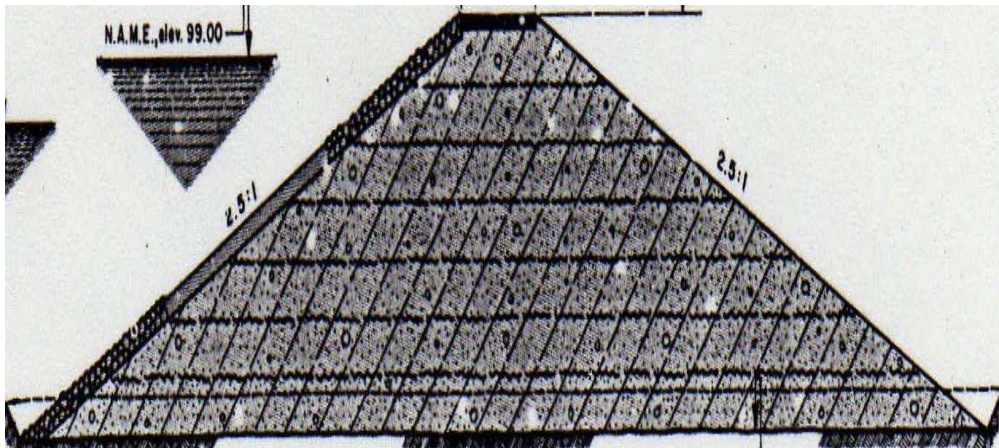


Figura A.19. Cortina de la Presa Jecolúa (Año 1934)

Presa de La Esperanza

Se localiza a unos 5 km al sureste de la Población de Tulancingo, en el Municipio de Cuautepec en el Estado de Hidalgo. El periodo de construcción abarco del año de 1938 a 1943. El propósito de la obra es de riego. El área de la cuenca es de 157 km², la capacidad del vaso es de es de 4.2 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 52 Ha.

La cortina es de tipo enrocamiento, está construida por una gran masa de roca colocada a volteo y acomodada con chiflones de agua; tiene una zona de enrocamiento acomodado a mano del lado de aguas arriba. El elemento impermeabilizante está constituido por una pantalla de concreto reforzado de espesor variable, colada sobre el paramento de agua arriba que penetra en el lecho y en las laderas por medio del dentellón. Cuenta con juntas horizontales y verticales para darle cierta flexibilidad.

Para su cimentación se construyo un dentellón de concreto de 0.60 m de espesor y 5 m de profundidad máxima empotrado en la roca e inyectado a lo largo de su eje para formar una pantalla impermeable (CONAGUA, 1982).

La altura de la cortina es de 27 m, la longitud de la corona de 258 m y el ancho de la misma es de 5 m (Fig. A.20)

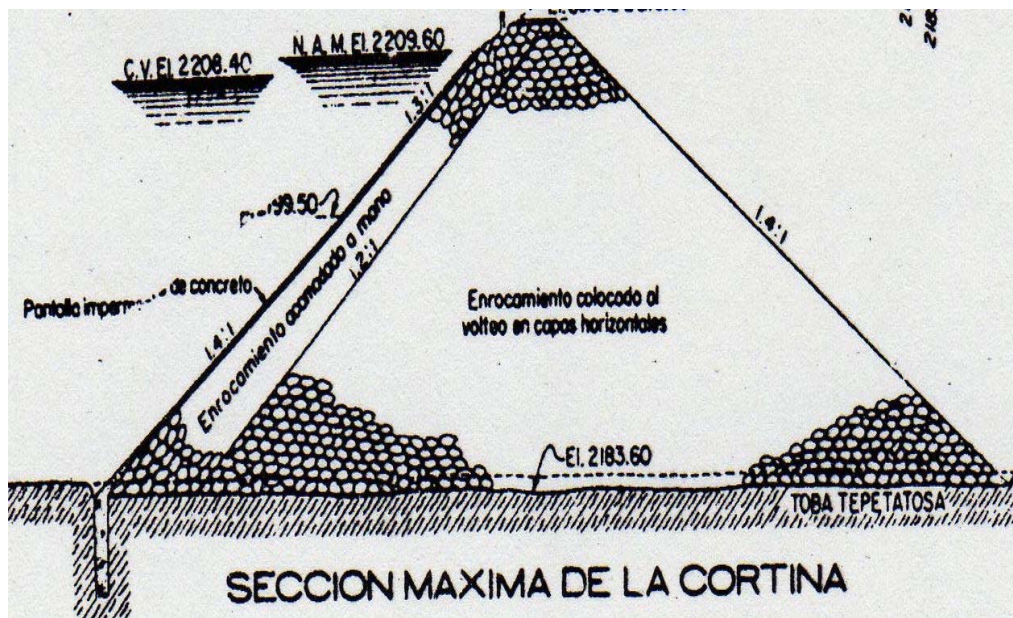


Figura A.20. Cortina de la Presa de la Esperanza (Año 1943)

Presas Abelardo Rodríguez L.

Esta presa está ubicada a unos 3 km de la Ciudad de Hermosillo en el Estado de Sonora. El propósito es de riego y el control de avenidas. Fue construida entre los años de 1945 y de 1948. El área de la cuenca es de 21 900 km². La capacidad el vaso es de 150 millones de metros cúbicos y tiene un embalse de 3 800 Ha.

La presa es de tipo de tierra; tiene, en el lado de aguas arriba, un delantal de material impermeable de 300 m de longitud, que tiene 8 m de espesor al pie de la cortina y 5 m en el extremo para aumentar en el paso de filtración. El paramento de aguas arriba se protegió contra el efecto del oleaje mediante una capa de roca seleccionada de 1 m de espesor colocada a volteo.

Para la cimentación se construyó el delantal sobre grava y arena limpias. En la zona del cauce se excavo una trinchera en el acarreo para ligar los materiales de la cortina con el terreno (Fig. 21).

La cortina tiene una altura de 36 m y la corona una longitud de 1 411 m con una anchura de 12 m (CONAGUA, 1982).

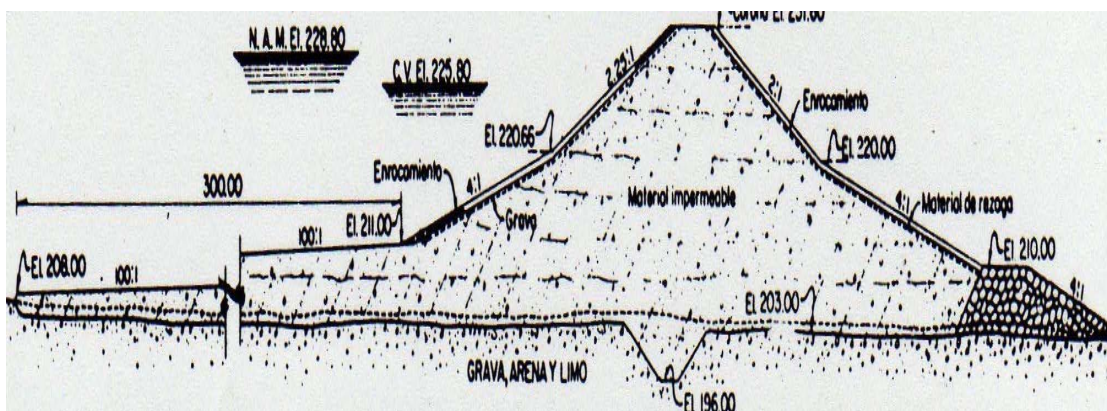


Figura A.21. Cortina de la Presa Abelardo Rodríguez L. (Año 1948)

Presa de Agostitlán

Esta presa se ubica a unos 16 km al sur de Ciudad Hidalgo en el Municipio de Hidalgo en el Estado de Michoacán. Su propósito es el de riego. El periodo de su construcción fue de 1950 a 1954. El área de la cuenca es de 69 km². La capacidad del vaso es de 14.3 millones de metros cúbicos y tiene un área de embalse de 217 Ha.

El tipo de presa es de tierra y roca con un dentellón de concreto. Consta de un corazón de tierra compacta, cubierto con zonas de transición formadas por rezaga y grava, se protege a todo el conjunto con grandes masas de roca a volteo.

La presa se desplanto quitando el material de derrumbe y el alterado para descubrir la roca sana. A lo largo del eje de la cortina y cubriendo el cauce y las laderas, se construyó un dentellón de concreto de profundidad variable de acuerdo a la calidad de la roca de cimentación. Apoyadas en el dentelló se realizaron inyecciones para formar una pantalla impermeable (CONAGUA, 1982).

La altura de la presa es de 25 m, la corona tiene una longitud de 109 m y un ancho de 8 m (Fig. A.22).

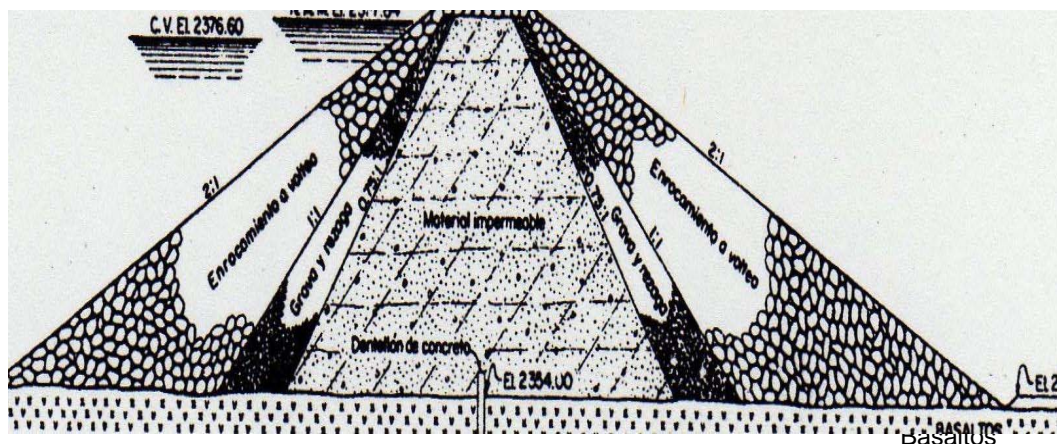


Figura A.22. Cortina de la Presa Agostitlán (Año 1954)

Presa de la Vega

Se encuentra a unos 22 km al noroeste de la Población de Ameca en el Municipio de Teuchitlán en el Estado de Jalisco. El periodo de construcción fue de 1952 a 1956. El propósito de esta obra es el de riego y control de avenidas. El área de la cuenca es de 720 km², la capacidad del vaso es de 44 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 1 959 Ha.

La cortina es de tierra y roca; constituida por un corazón de material impermeable formado con tierra compactada, tiene un filtro por lado de grava y arena, enseguida cuenta con zonas de roca y rezaga procedentes de las excavaciones y colocadas a volteo, donde se procura dejar las rocas de mayor diámetro en la superficie para protección contra el oleaje, en el paramento de aguas abajo la roca se colocó a mano.

En la zona de apoyo del corazón se excavó hasta descubrir roca sana, profundizando en el centro del cauce hasta 4 m. Se construyó un dentellón de concreto a lo largo del eje de la cortina, de 0.80 m de espesor, que quedó empotrado en el fondo y en la ladera izquierda en basalto y en la ladera derecha en formaciones piroclásticas, alcanzando profundidades hasta de 15 m en el centro del cauce y en la ladera derecha. Se realizó una pantalla impermeable con inyecciones de lechada con perforaciones a lo largo del dentellón (CONAGUA, 1982).

La altura de la cortina es de 18 m, el ancho de la corona es de 6 m y su largo de 395 m (Fig. A.23).

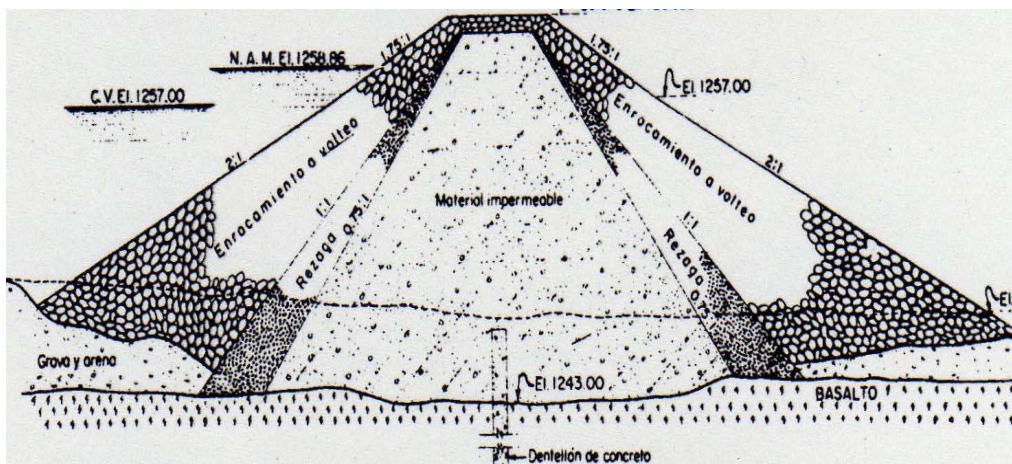


Figura A.23. Cortina de la Presa de la Vega (Año 1956)

Presa de Peña Blanca

Se encuentra ubicada a unos 7 km en el Municipio de Calvillo, en el Estado de Aguascalientes. El periodo de construcción abarcó los años de 1955 a 1958. El propósito de la presa es de riego. El área de la cuenca es de 91.3 km², la capacidad del vaso es de 3.3 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 40 Ha.

La cortina es de tierra y roca, construida con un corazón de tierra compactada; las zonas de transición están formadas por rezaga, grava y arena y grandes masas de roca. La cortina se prolonga hacia la ladera izquierda describiendo una curva pronunciada, para cerrar los extremos de la depresión donde se aloja el vertedor (CONAGUA, 1982).

Las excavaciones para la cimentación variaron de 2 a 12 m y las mayores profundidades se localizan en la margen derecha. Se construyó un dentellón de concreto que alcanzó profundidades de hasta 18 m cerca de una falla localiza. Como complemento se realizaron inyecciones de lechada de cemento a lo largo del dentellón para formar una pantalla impermeable.

La altura de la cortina es de 30 m, el ancho de la corona es de 8 m y el largo es de 325 m (Fig. A.24).

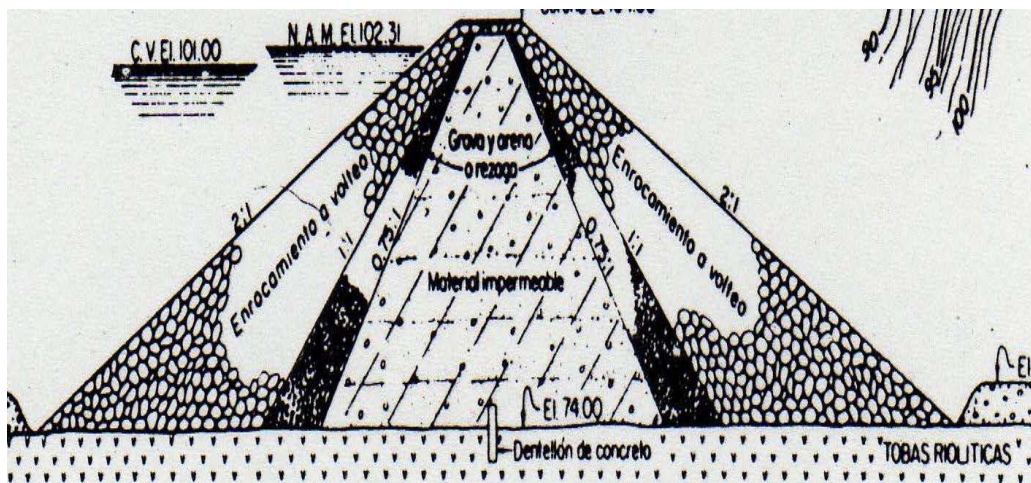


Figura A.24. Cortina de la Presa de Peña Blanca (Año 1958)

Presas Casa de Janos

Está ubicada a unos 6 km aguas arriba del Poblado de Casa de Janos en el Municipio de Janos en el Estado de Chihuahua. Su periodo de construcción abarca los años de 1958 a 1968. El objetivo de uso de esta presa es de riego. La cuenca que tiene es de 830 km², la capacidad del vaso es 13 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 127.1 Ha.

La cortina es de mampostería, sección gravedad y está revestida de concreto simple en el paramento de aguas arriba. La corona está protegida por una losa de concreto reforzado que se prolonga verticalmente aguas arriba en un parapeto del mismo material (CONAGUA, 1982).

Se dispone de una galería de inspección de sección portal, ancho de 1.75 m y de 2.25 m de altura, revestida de concreto reforzado.

Las dimensiones de la cortina comprende de altura 26.50 m, el ancho de la corona es de 2.50 y la longitud es de 60 m (Fig. A.25).

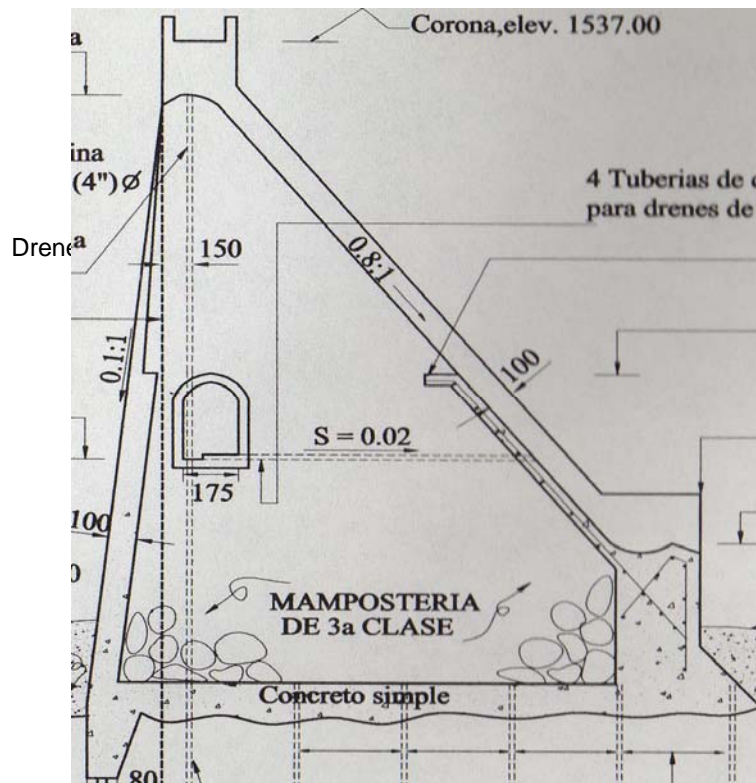


Figura A.25. Cortina de la Presa Casa de Janos (Año 1958)

Presas Peñuelitas

Está ubicada sobre el Río Erre en el Municipio de Dolores Hidalgo en el Estado de Guanajuato. Su propósito es el de riego y control de avenidas. Se construyó en los años de 1959 y 1960. La cuenca es de un área de 400 km², la capacidad del vaso es de 35 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 2 400 Ha.

La cortina se compone de dos cuerpos. El cuerpo principal es de sección de gravedad de concreto; está formada de tres tramos, dos no vertedores a los extremos y vertedor en la parte central. El tramo izquierdo está formado por una cortina de materiales graduados, las coronas se ligan mediante una escalera. El desplante del material impermeable se realizó previa a una excavación en sección trapecial hasta localizar la riolita, forma una trinchera cuyo ancho en la base es variable y para reducir las posibles filtraciones se coló en el centro de esta trinchera un dentellón de concreto con un espesor de 50 cm, empotrado en la roca un metro y en la 1.50 m en la plantilla. Con el fin de conocer el comportamiento de la cortina se realizó una galería de inspección de sección portal de 1.5 m de plantilla por 2.50 m de alto (Fig. A.26).

La cortina tiene una altura de 26.0 m, el ancho de la corona es de 3.00 m y se extiende a lo largo de 320.00 m (CONAGUA, 1982).

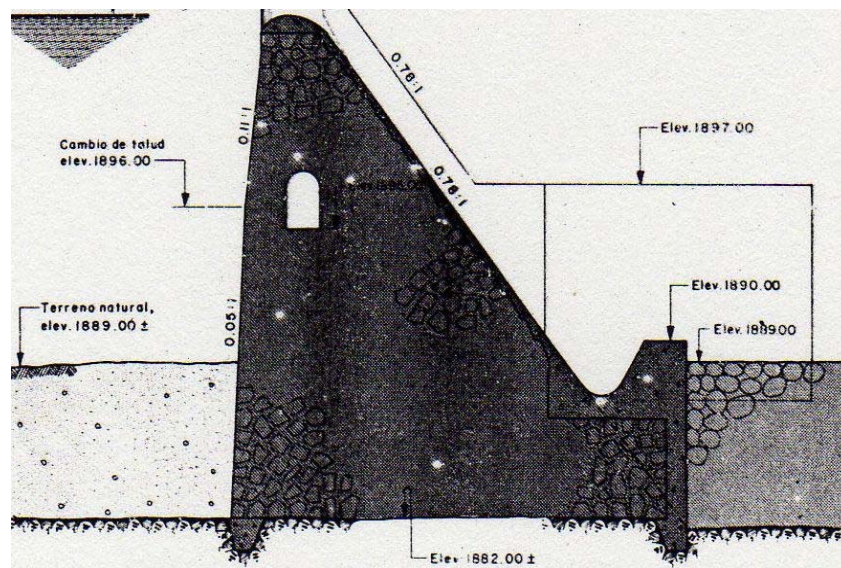


Figura A.26. Cortina de la Presa Peñuelitas (Año 1960)

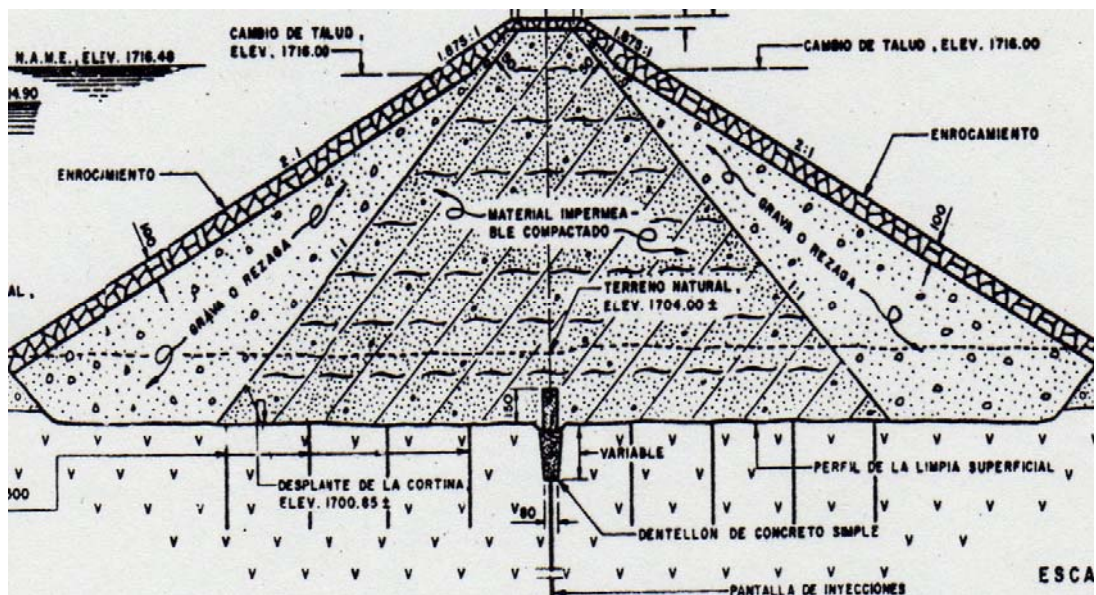
Presas Ingeniero Antonio Rodríguez Langone

Se localiza a unos 8 km del Municipio de La Piedad de Cabadas en el Estado de Michoacán. Los años de construcción de la obra fueron de 1962 a 1966. El propósito es de riego. El área de la cuenca es de 103 km², la capacidad del vaso es de 7.5 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 150 Ha.

La presa es de tierra con corazón impermeable central amplio y simétrico, tiene respaldos permeables formados con grava y arena y rezaga de roca para protección contra el oleaje y erosión. En la sección máxima todos los materiales están desplantados en basalto; la cortina se compone de tres zonas:

1. Corazón impermeable formado con el producto de un banco localizado aguas abajo.
2. Respaldos permeables formados por grava y arena obtenidas del arroyo y rezaga producto de las excavaciones.
3. Capa de roca forma con el producto de explotaciones de cantera localizada en sitios próximos de la cortina y la obra de excedencias (CONAGUA, 1982).

La cortina tiene una altura de 19.60 m, la corona una longitud de 570 m y un ancho de 4.0 m (Fig. A.27).



(Año 1966)

Presa Ingeniero Valentín Gama (Ojo Caliente)

Está localizada a 45 km al sureste de la Ciudad de San Luis Potosí en el Estado de San Luis Potosí. El periodo de construcción fue de 1967 a 1970. El propósito de esta presa es de control de avenidas, almacenamiento de agua y riego. La cuenca es de 250 km², la capacidad del vaso es de 22.4 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 250 Ha.

La cortina es de sección de gravedad de mampostería con mortero de cemento. El paramento de aguas arriba está cubierto con concreto simple, de un espesor de 0.50 m, que se prolonga en la base para formar un dentellón con una profundidad de 2.0 m. Cuenta con una galería de inspección y drenaje de sección portal, con un ancho de 1.75 m y una altura de 2.68 m, revestida de concreto reforzado de espesor de 0.25 m. En la base de la cimentación se colocó concreto para regularizarla con un espesor mínimo de un metro, aquí se inició el desplante de mampostería que se ligo al dentellón y a la cubierta de concreto del paramento de aguas arriba (CONAGUA, 1982).

La altura de la cortina es de 24 m, el ancho de la corona es de 2.50 m y la longitud de esta es de 102.0 m (Fig. A.28)

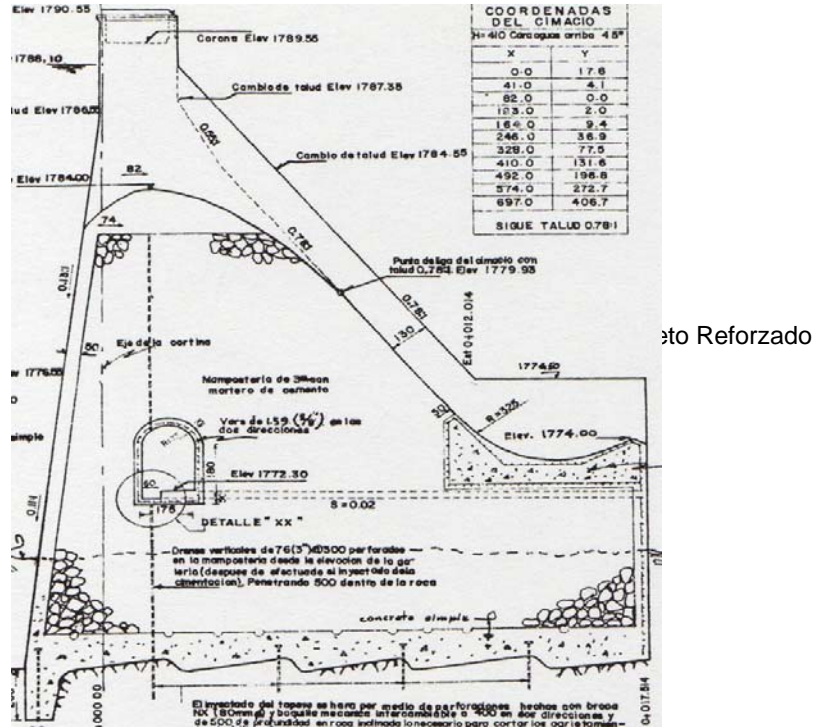


Figura A.28. Cortina de la Presa Ingeniero Valentín Gama (Ojo Caliente) (Año 1970)

Presa El Tule

Se encuentra a unos 8 km al oeste del Municipio de Arandas en el Estado de Jalisco. El periodo de su construcción fue de 1967 a 1969. El propósito de la presa es de riego y control de avenidas. La cuenca tiene un área de 283 km², el vaso tiene una capacidad de 30 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 535 Ha.

La cortina es de tipo de tierra con una sección homogénea provista en ambos lados con capas de roca para protección contra el oleaje y erosión. La cortina está constituida por dos zonas:

1. Sección homogénea de tierra, formada con el producto de bancos localizados aguas abajo en el cauce.
2. Capa de roca formada con el producto de excavaciones para alojar la obra de excedencias del vertedor (CONAGUA, 1982).

Las dimensiones de la cortina son de altura es de 15.50 m, el ancho de la corona es de 8.70 m y la longitud de esta es de 380.00 m (Fig. A.29)

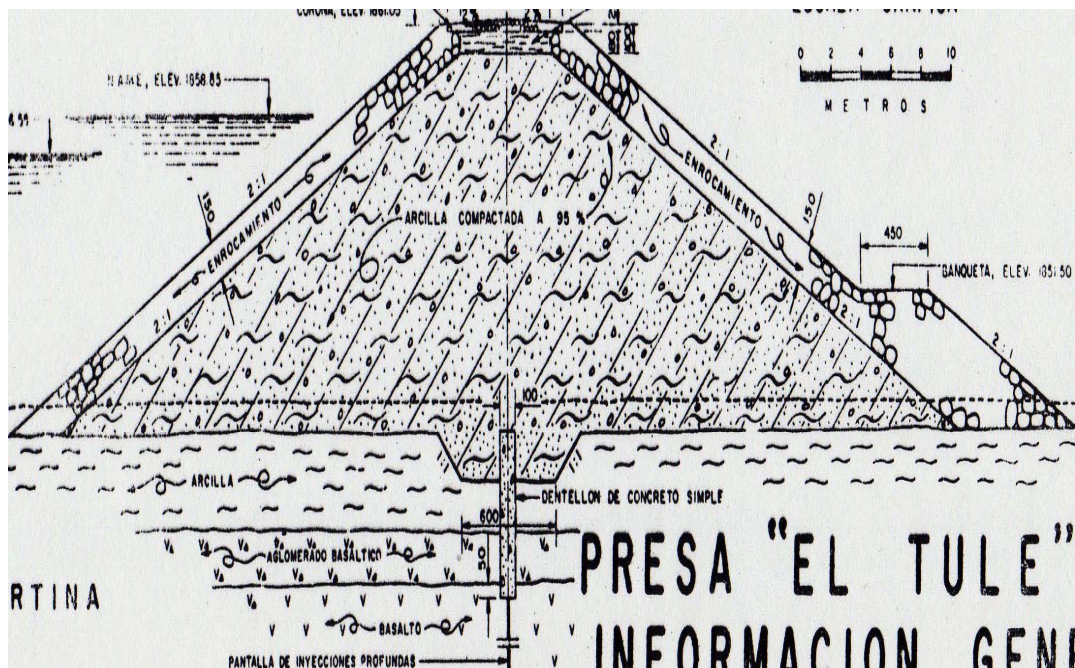


Figura A.29. Cortina de la Presa El Tule (Año 1969)

Presa Palomas

Esta presa se encuentra sobre el Arroyo Tenango, a 4 km aguas arriba del poblado San Tadeo en el Municipio de Villanueva en el Estado de Zacatecas. El propósito de esta presa es de riego. El periodo de construcción comprende de 1967 a 1973. La cuenca es de 347 km², la capacidad del vaso es de 11.7 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 118 Ha.

La cortina es de mampostería de tercera con mortero de cemento, sección de gravedad y planta recta. Todo el paramento de aguas arriba está cubierto con una pantalla de concreto simple de 0.25 m de espesor. La corona está cubierta parcialmente con una losa de concreto reforzado de 0.15 m de espesor que se prolonga verticalmente aguas arriba para formar el parapeto, este de un metro de altura y aguas abajo dispone de un barandal (Fig. A.30).

A lo largo del cuerpo de la cortina se construyó una galería de inspección y drenaje de sección portal de 1.50 m por 2.25 m de altura, revestida de mampostería rastreada en muros y la bóveda de concreto. Esta galería se destina a concentrar y desalojar las filtraciones que reciben los drenes verticales instalados durante el proceso de colocación de la mampostería.

Las medidas de la cortinas comprenden de 28 m de altura, un ancho de corona de 3.00 m y una longitud de 161.00 m (CONAGUA, 1982).

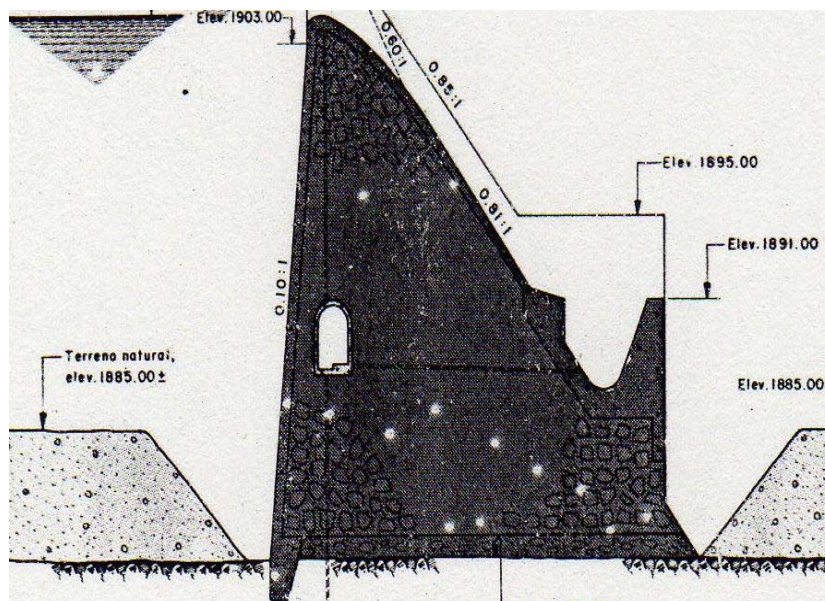


Figura A.30. Cortina de la Presa Palomas (Año 1973)

Presa Cañada de Yañez

Se ubica sobre el Arroyo de Mendoza a 51 km al sureste de la Ciudad de San Luis Potosí en el Estado de San Luis Potosí. El periodo de construcción fue de 1970 a 1971. El objetivo de esta presa es de aguas de riego y para el impulso de explotaciones pecuarias. El área de la cuenca es de 90 km², la capacidad del vaso es de 1.4 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 12.50 Ha.

La cortina está formada por un muro recto de mampostería con siete contrafuertes, cuatro de ellos de sección de gravedad, los cuales se utilizan como vertedores; cuenta con un parapeto de concreto de un metro de altura aguas arriba. Se realizó en la base de la cimentación una capa de concreto simple de un metro de espesor mínimo para regularizar la superficie; aguas arriba se excavó una trinchera que se rellenó de concreto para formar un dentellón (CONAGUA, 1982).

Las medidas de la cortina comprenden de altura 29.0 m, la longitud de L corona es de 104.50 m y tiene un ancho de 1.50 m (Fig. A.31)

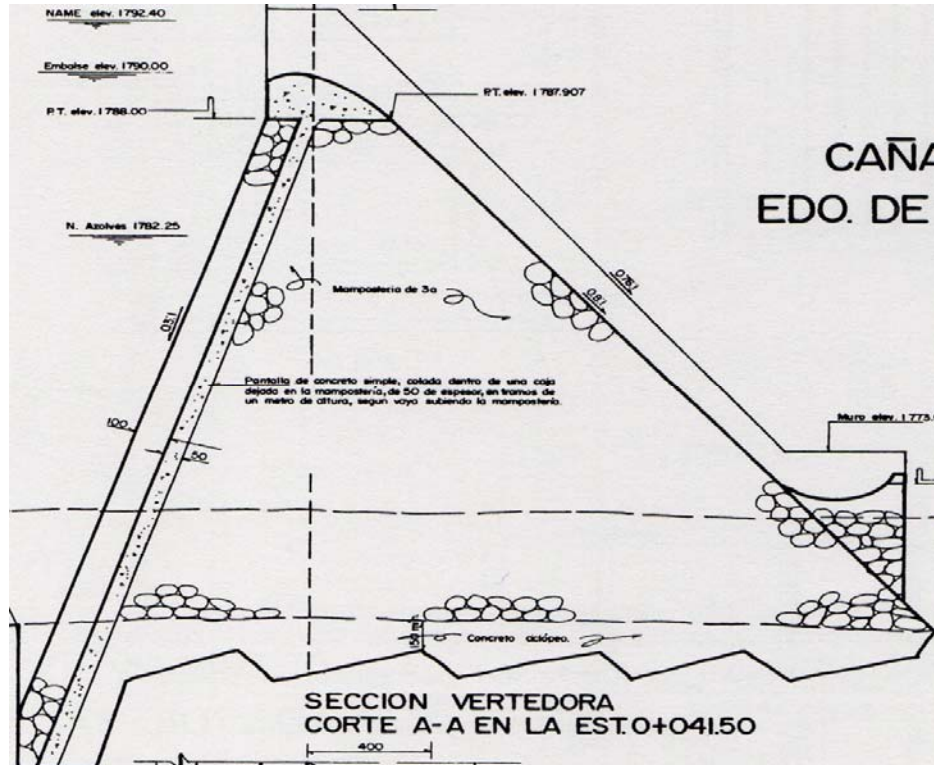


Figura A.31. Cortina de la Presa Cañada de Yañez (Año 1971)

Presa Álvaro Obregón (El Gallinero)

Está ubicada sobre el Río El Batán, a 5 km al norte de la cabecera municipal de Dolores Hidalgo en el Estado de Guanajuato. El propósito de la presa es el de riego. Los años de su construcción fueron de 1971 a 1977. La cuenca comprende 220 km², el vaso tiene una capacidad de 12.50 millones de metros cúbicos y cuenta con área de embalse de 220 Ha.

La cortina es de mampostería, originalmente sección de gravedad en planta recta, posteriormente sobrelevada 2.30 m para aumentar su capacidad. En la actualidad está reforzada con cuatro machones localizados aguas abajo, dos de ellos profundos a ambos lados del cauce con un ancho de 6.00 m y dos pequeños a los extremos, en planta son rectangulares con un ancho de 3.00 m apoyados sobre el talud aguas abajo de la sección original. Para dar el ancho de corona hasta la nueva elevación se coló una losa de concreto reforzado, sobre la que se apoya el parapeto de aguas arriba con un metro de altura y 0.15 m de espesor, rematando con 0.30 m en la parte superior.

Antes de colocar la mampostería se coló una capa de concreto simple con un espesor mínimo de 0.50 m y máximo de 2.20 m con el que se formó un dentellón de prolongación del talud de aguas arriba (CONAGUA, 1982).

La altura de la cortina es de 26.50 m, el ancho de la corona es de 2.80 m y la longitud de esta es de 132 m (Fig. A.32).

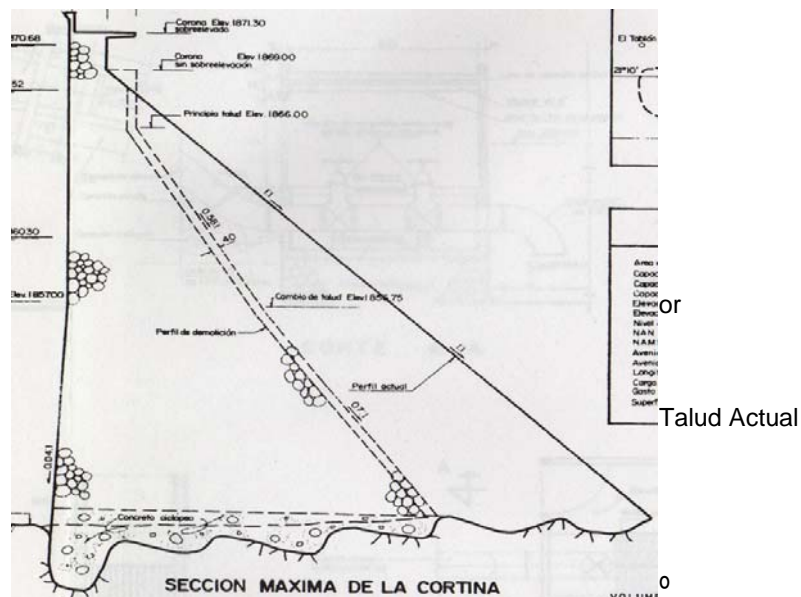


Figura A.32. Cortina de la Presa Álvaro Obregón (El Gallinero) (Año 1977)

Presas Sistema Económico Latinoamericano (El Nogal)

Esta presa se ubica a 4 km al suroeste del poblado de Valsequillo, en el Municipio de Matamoros en el Estado de Chihuahua. El propósito de esta presa es de riego y actualmente se utiliza como abrevadero. El periodo de construcción abarcó de 1971 a 1974. La cuenca tiene un área de 322 km², el vaso tiene una capacidad de 12.6 millones de metros cúbicos y el área de embalse de 160 Ha (CONAGUA, 1982).

La cortina es de sección mixta con un amplio corazón de arcilla, ambos taludes están cubiertos con enrocamiento semiacomodado, aguas arriba y aguas abajo con un espesor de un metro. En la corona se colocó una capa de 0.25 m de grava-arena cubierta con otra de 0.15 m de tepetate compactado.

Se excavó una trinchera al centro con una profundidad máxima de 4.00 m, el ancho de plantilla es variable marcada con las trazas exteriores del corazón impermeable; sobre la roca firme y coincidiendo con la traza del centro de la corona se excavó una zanja de 2.00 m de profundidad y 0.80 m de ancho y se formó el dentellón rellenándola de concreto simple; la plantilla de la trinchera que alcanzó la formación rocosa fue limpiada y junteada para recibir las primeras capas de arcilla compactada que forma el corazón de la cortina.

La altura de la cortina es de 27.60 m, la corona tiene una longitud de 650.0 m y un ancho de 4.00 m (Fig. A.33).

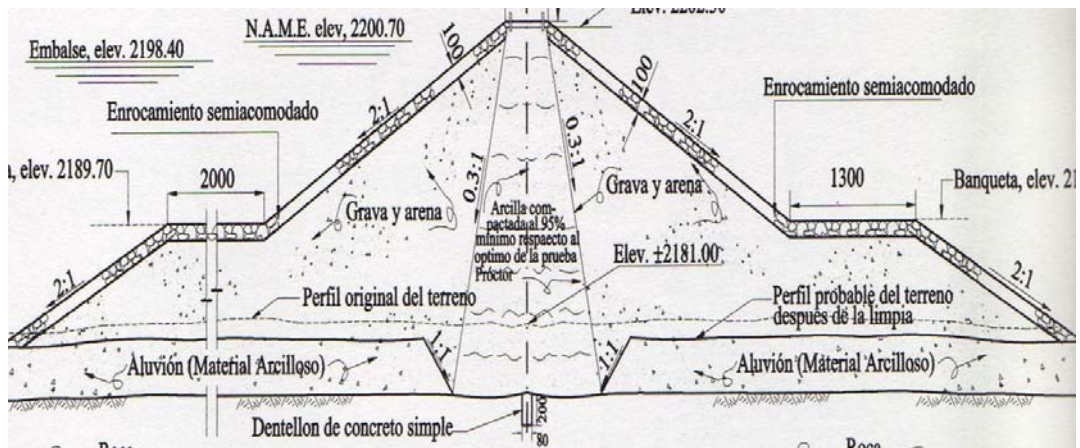


Figura A.33. Cortina de la Presa Sistema Económico Latinoamericano (El Nogal) (Año 1974)

Presa Casas Coloradas

Esta presa está ubicada sobre el arroyo Las Jaritas a 3 km al noroeste del poblado 6 de Enero en el Municipio de Cuauhtémoc en el Estado de Chihuahua. El propósito de esta presa es de control de avenidas, riego y abrevadero. El periodo de construcción abarcó los años de 1973 a 1975. El área de la cuenca es de 33 km², la capacidad del vaso es de 1.6 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 29.17 Ha.

La cortina es homogénea de tierra compactada, el talud de aguas arriba está protegido por enrocamiento semiacomodado con un espesor de 0.60 m, aguas abajo y al pie del talud cuenta con un filtro de grava-arena seleccionada en forma de trapecio (CONAGUA, 1982).

Se retiró el material de aluvión dentro de las trazas de la cortina hasta llegar a la roca firme, rellenando las oquedades con concreto con el fin de dejar una superficie uniforme para el desplante del material impermeable de la cortina. Para formar la pantalla impermeable se realizaron perforaciones de 5.08 cm (2") de diámetro sobre la traza en prolongación del eje de la corona, espaciadas a cada 15.00 m y con profundidades de 15.0 m a 30.0 m.

La altura de la cortina es de 16.60 m, la corona tiene un ancho de 4.00 m y una longitud de 370.00 m (Fig. A.34).

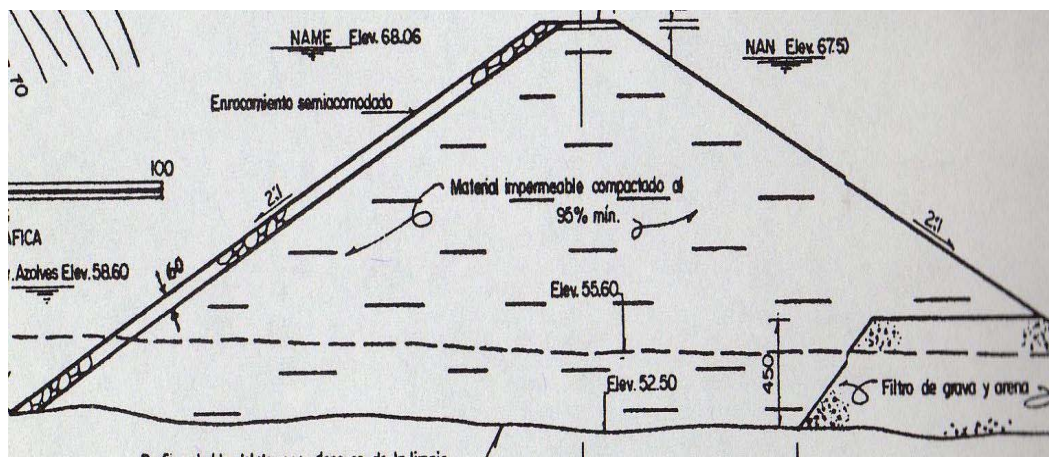


Figura A.34. Cortina de la Presa Casas Coloradas (Año 1975)

Presas El Conejo II

Se encuentra a unos 14 km al norte del Municipio de Irapuato en el Estado de Guanajuato. El periodo de construcción de la obra fue de 1975 a 1976. El propósito es de control de avenidas y de riego. El área de la cuenca es de 2 051 km², la capacidad del vaso es de 67.50 millones de metros cúbicos y cuenta con un área de embalse de 220 Ha.

La cortina es de tipo de sección homogénea que está compuesta por material impermeable. El talud de aguas arriba se cubrió con una zona de transición de material de rezaga de un metro de espesor, colocada sobre el material impermeable, protegida con una capa de enrocamiento de 2.00 m de espesor. En el talud de aguas abajo se suprimió la zona de material de rezaga y la capa de enrocamiento se colocó directamente sobre el material impermeable. Al pie de talud de aguas abajo se construyó en la zona del cauce un filtro de rezaga de 4.00 m de ancho (CONAGUA, 1982).

La cortina se desplanto directamente sobre el terreno natural.

La altura de la cortina es de 8.00 m, la longitud de la corona es de 1 090 m y tiene un ancho de 8.00 m (Fig. A.35)

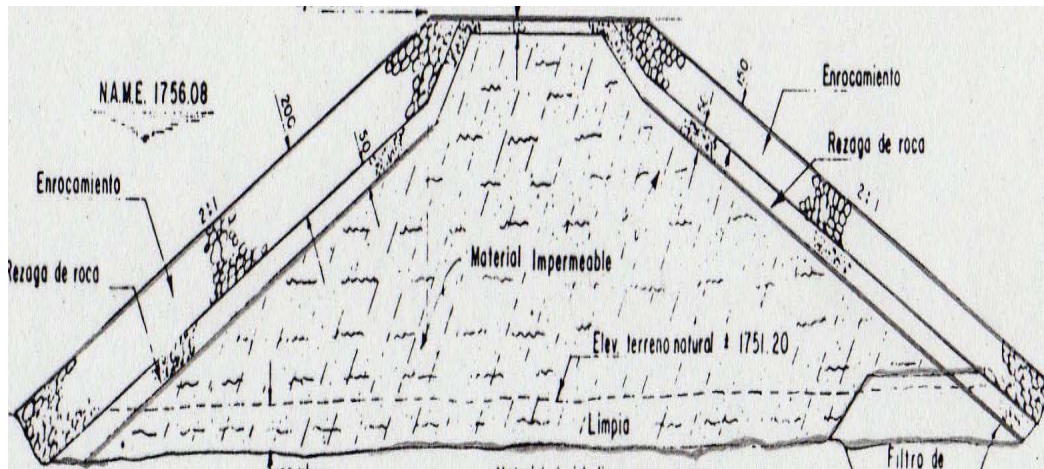


Figura A.35. Cortina de la Presa El Conejo II (CNA, 1976)

Presas Las Águilas

Se encuentra sobre el Arroyo Las Águilas en el Municipio de General Cepeda en el Estado de Coahuila. El propósito de esta presa es el de riego y abrevadero. El periodo construcción abarco los años de 1975 a 1979. El área de la cuenca es de 273 km², la capacidad del vaso es de 5 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 80 Ha.

La cortina es de materiales graduados. La sección está formada por un corazón amplio de material impermeable compactado; sobre él se colocaron filtros de grava-arena seleccionada de 2.00 m de espesor. La corona está cubierta por una capa de tepetate de 0.20 m y otra de tezontle del mismo espesor compactadas.

En la superficie de desplante de la cortina se removió la vegetación y materiales sueltos con una profundidad no mayor de 1.5 m y debido a que este terreno es permeable, para el desplante del corazón se excavó una trinchera de profundidad variable hasta alcanzar una mejor calidad de terreno, se tiene un ancho de plantilla de 4.00 m, esta trinchera se relleno con material impermeable compactado igual al del corazón (CONAGUA, 1982).

La altura de la cortina es de 25.5 m, el ancho de la corona es de 6.00 m y la longitud de 350.00 m (Fig. A.36)

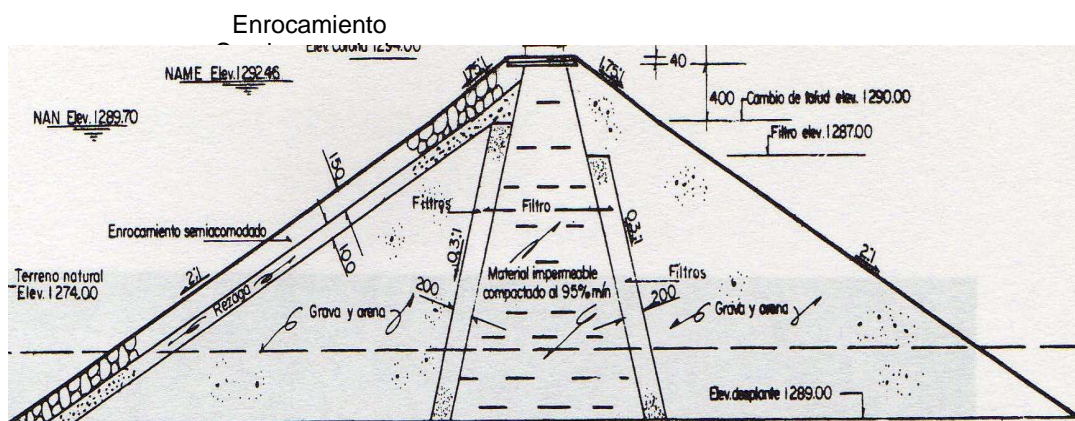


Figura A.36. Cortina de la Presa Las Águilas (1979)

Presa Manuel M. Ponce (El Ahijadero)

Se encuentra ubicada sobre el Arroyo El Águila, a unos 5 km aguas arriba del poblado Monte Mariana en el Municipio de Fresnillo en el Estado de Zacatecas. EL propósito es de riego. El periodo de construcción abarcó los años de 1977 a 1979. El área de la cuenca es de 97 km², la capacidad de vaso es de 5.3 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 39 Ha.

La cortina es de materiales graduados, la sección está formada por un corazón impermeable de arcilla compactada de 4.00 m de ancho en la parte superior; a ambos lados se colocaron filtros de grava y arena seleccionada de 2.00 m de espesor, confinados mediante respaldos de grava y arena a granel, están protegidos, por ambos lados, con enrocamiento semiacomodado con un espesor de 1.5 m, el de aguas arriba sobre una capa de rezaga y el de aguas abajo de un metro de espesor apoyado directamente sobre la grava y arena.

Para desplantar la cortina se limpió todo el material suelto o alterado dentro de las trazas de los taludes exteriores y en la parte central, coincidiendo con el eje de la corona se excavó una trinchera de profundidad variable para remover el material de acarreo en el cauce, limitada por las trazas del corazón impermeable (CONAGUA, 1982).

La altura de la cortina es de 20.45 m, el ancho de la corona es de 6.00 m y su longitud es de 542.00 m (Fig. A.37).

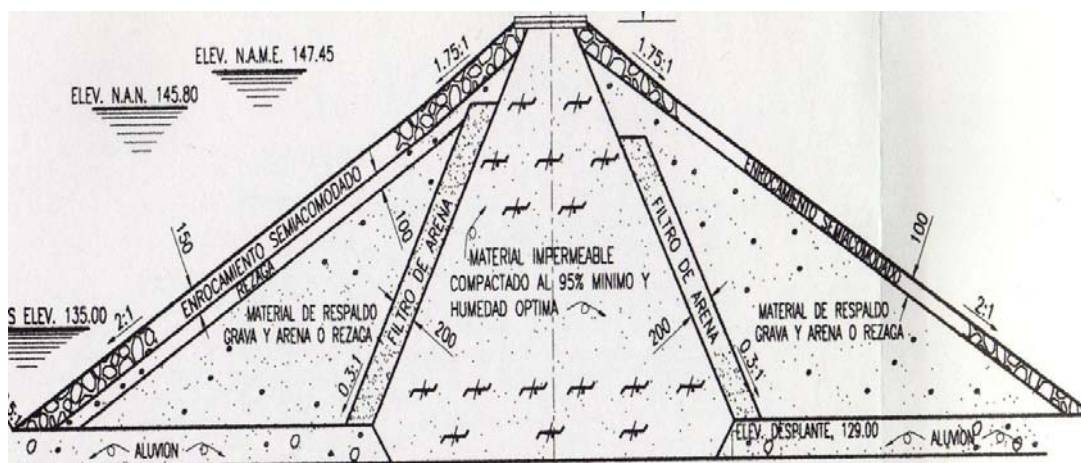


Figura A.37. Cortina de la Presa Manuel M. Ponce (El Ahijadero) (1979)

Presa Tanque Genty

Se encuentra ubicada sobre el Río Aguanaval en el Municipio de Biseca en el Estado de Coahuila. El periodo de construcción abarco del año de 1978 a 1980. El propósito es de riego. El área de la cuenca es de 63 km², el vaso tiene una capacidad de 17.77 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 345 Ha.

La cortina es de sección homogénea, los taludes está protegidos con material granular, además de que el de aguas arriba esta cubierto por una capa de enrocamiento de un metro de espesor.

No se realizó algún tratamiento especial para el desplante de la cortina, debido a que el nuevo proyecto y regularización de la sección cubrió la del antiguo bordo (CONAGUA, 1982).

Las dimensiones de la cortina son, de altura 15.0 m, el ancho de la cortina es de 7.60 m y la longitud es de 1 978 m (Fig. A.38)

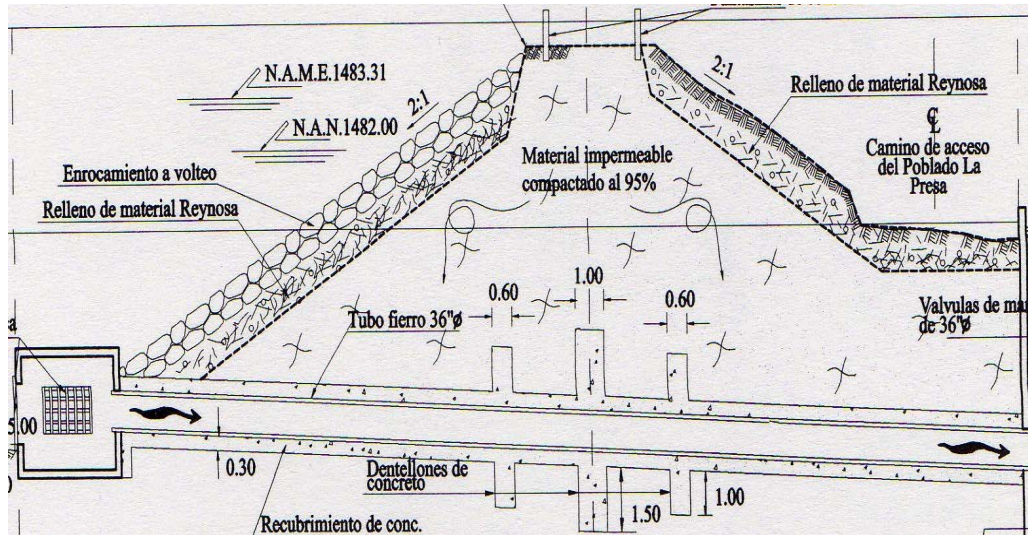


Figura A.38. Cortina de la Presa Tanque Genty (Año 1980)

Presa El Zorrillo

Se encuentra sobre el Río Huimilpan, situada a 22 km al sureste de la Ciudad de Santiago de Querétaro en el Estado de Querétaro. El propósito es el de controlar las avenidas del río y para riego. El periodo de construcción fue de 1982 a 1984. El área de la cuenca es de 45 km², la capacidad del vaso es de 3.5 millones de metros cúbicos y el área de embalse es de 33.2 Ha.

La cortina es de materiales graduados en planta recta, está formada con un corazón de arcilla compactada, tiene respaldos constituidos por grava, arena, boleos y rezaga de cantera, confinados mediante enrocamiento a volteo.

Una vez realizada la limpia en el tramo de desplante del corazón impermeable, esta zona fue invadida por agua proveniente de lloraderos en las paredes de excavación. Para trabajar en seco, al principio fueron construidos dos drenes perpendiculares al eje de la cortina, en los cuales se colocó un filtro de grava y arena tapado con una losa de concreto simple; posteriormente estos drenes fueron sellados y se excavaron dos trincheras transversales con una profundidad mínima de 3.00 m a lo largo de las trazas de aguas arriba y aguas abajo del núcleo impermeable, así como la instalación de equipo de bombeo para abatir el nivel freático (CONAGUA, 1982).

Se consideró que, con carga en el embalse, las filtraciones pudieran ocasionar problemas de erosión, por lo que se propuso realizar una pantalla de impermeabilización en la traza superior del núcleo impermeable.

Las dimensiones de la cortina comprenden, de altura 28.0 m, la longitud de la corona es de 250 m y el ancho de esta es de 6.00 m (Fig. 39).

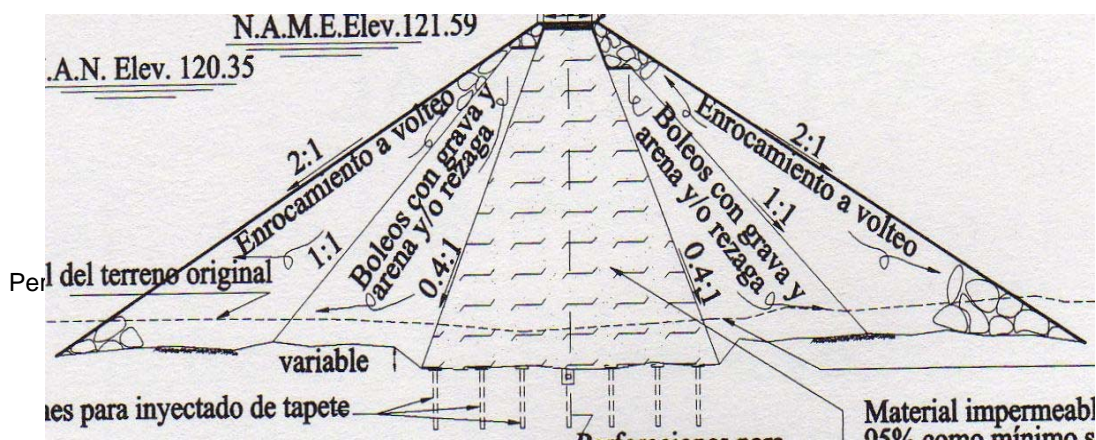


Figura A.39. Cortina de la Presa El Zorrillo (Año 1984)

Tabla A.1. Resumen de las Presas Pequeñas Descritas

No.	Nombre de la Presa	Periodo de Construcción	Estado	Altura Máxima	Longitud de Corona	Cuenca	Vaso	Embalse
-	-	-	-	m	m	km ²	Millones m ³	Ha
1	Presa Nadó	1800	México	26	180	-	7	-
2	Torre Blanca	1850	Michoacán	10	264	-	1.2	-
3	El Salto	1865	Zacatecas	14	205	-	1.35	-
4	El Cuidado	1970	Zacatecas	12	390	-	3	-
5	Belén	1874	Guanajuato	23	160	-	5	-
6	La Loma	1875	México	16	200	-	3	-
7	Montoro	1890	Zacatecas	10	300	-	1.2	-
8	San Martín	1893	Zacatecas	17	478	-	2.12	-
9	San Isidro	1897	San Luis Potosí	14	350	-	3.89	-
10	San Franco	1898	Guanajuato	16	693	-	4	-
11	Miramar	1907	Durango	13	150	-	1.8	-
12	La Purísima	1910	Michoacán	12	400	-	1.2	-
13	San Jerónimo	1915	Aguascalientes	11	255	-	1	-
14	Las Lajas	1920	Durango	12	250	-	1.3	-
15	San José El Marqués	1922	Hidalgo	12	480	-	3.6	-
16	Requena	1919 - 1922	Hidalgo	38	230	595	70	740
17	Venustiano Carranza (Don Martín)	1927 - 1930	Coahuila	35	978	31 034	1 385	12 565
18	Abelardo Rodríguez L. (El Rosario)	1933 - 1934	Aguascalientes	29	102.90	200	18	243
19	Jecolúa	1934	Sinaloa	10	200	-	3.7	-
20	La Esperanza	1938 - 1943	Hidalgo	27	258	157	4.2	52
21	Abelardo Rodríguez L.	1945 - 1948	Sonora	36	1 411	21 900	150	3 800
22	Agostitlán	1950 - 1954	Michoacán	25	109	69	14.3	217
23	De La Vega	1952 - 1956	Jalisco	18	395	720	44	1 959

Diseño de Presas Pequeñas

No.	Nombre de la Presa	Periodo de Construcción	Estado	Altura Máxima	Longitud de Corona	Cuenca	Vaso	Embalse
-	-	-	-	m	m	km ²	Millones m ³	Ha
24	Peña Blanca	1955 - 1958	Aguascalientes	30	325	91.3	3.3	40
25	Casa de Janos	1958 - 1968	Chihuahua	26.50	60	830	13	127.1
26	Peñuelitas	1959 - 1960	Guanajuato	28	320	400	35	2 400
27	Ingeniero Antonio Rodríguez Langone	1962 - 1966	Michoacán	19.60	570	103	7.5	150
28	Ingeniero Valentín Gama (Ojo Caliente)	1967 - 1970	San Luis Potosí	24	102	250	22.4	250
29	El Tule	1967 - 1969	Jalisco	15.50	380	283	30	535
30	Palomas	1967 - 1973	Zacatecas	28	161	347	11.7	118
31	Cañada de Yañez	1970 - 1971	San Luis Potosí	29	104.50	90	1.4	12.50
32	Álvaro Obregón (El Gallinero)	1971 - 1977	Guanajuato	26.50	132	220	12.50	220
33	Sistema Económico Latinoamericano (El Nogal)	1971 - 1974	Chihuahua	27.60	650	322	12.6	160
34	Casas Coloradas	1973 - 1975	Chihuahua	16.60	370	33	1.6	29.17
35	El Conejo II	1975 - 1976	Guanajuato	8	1 090	2 051	67.50	220
36	Las Águilas	1975 - 1979	Coahuila	25	350	273	5	80
37	Manuel M. Ponce (El Ahijadero)	1977 - 1979	Zacatecas	20.45	542	97	5.3	39
38	Tanque Genty	1978 - 1980	Coahuila	15	1 978	63	17.77	345
39	El Zorrillo	1982 - 1984	Querétaro	28	250	45	3.5	33.2

Notas.

1. Una hectárea equivale a 0.01 km²
2. Un metro cúbico equivale a 1 000 litros.

APÉNDICE B. Edafología

La edafología es la ciencia que estudia la composición y naturaleza del suelo en su relación con las plantas y el entorno que lo rodea.

Al realizar una excavación se puede apreciar una serie de capas que, por lo general, cada una de ellas, están caracterizadas por diferentes tonalidades; cada capa individual se le conoce como horizonte y al grupo de capas de un foso individual se le llama perfil del suelo. El límite vertical de un horizonte a otro varía en claridad y demarcación.

La formación del suelo está supeditada a los siguientes factores:

1. Materia orgánica
2. Topografía
3. Clima
4. Vegetación

La relación del suelo con los factores que lo forman puede expresarse como el carácter del suelo que queda determinado por la acción de ciertos procesos que dependen del clima, modificados por la topografía. Estos procesos actúan indirecta y directamente sobre un material original dado, que ha sido consecuencia de los procesos de meteorización y de procesos de formación del suelo a lo largo del tiempo (Amorós, 1967).

Los principales agentes del clima en la formación del suelo son la lluvia y la temperatura; la lluvia determina la humedad del suelo y también su aireación; la temperatura tiene una acción directa en la formación del suelo al influir en la velocidad de las reacciones químicas que se duplica por cada 10°C de temperatura, de igual modo determina la actividad microbiológica en el suelo.

La topografía afecta la actuación de los factores climáticos, puede considerarse un factor directo en el desarrollo del perfil, donde la pendiente determina el grado de erosión y puede producir su truncamiento. Este factor también afecta la distribución de la lluvia por el efecto de las condiciones de drenaje dentro del suelo y también es afectada la evaporación debido a que existen condiciones más frías y húmedas.

Por otro lado, el estudio del comportamiento del agua en los suelos, desde el punto de vista edafológico, debe considerarse primordial. Dicho comportamiento corresponde a lo siguiente:

1. Mecanismo de retención del agua por los suelos y expresión cuantitativa de las diferencias de comportamiento.
2. Movimiento del agua en los suelos, incluida la distribución del agua recibida por lluvias y por riego, y los factores que afectan a la pérdida por evaporación.

En los suelos, el comportamiento de agua está dominado por la presencia de materia coloidal, el contenido de agua asociado con la materia coloidal del suelo ha sido denominada humedad imbibicional o agua de imbibición. Se ha considerado que la humedad imbibicional está constituida por agua gel asociada al material coloidal y que el agua vesicular se halla en los intersticios de la estructura de gel.

En la edafología, el suelo húmedo es el principal objetivo de los estudios del estado del suelo, ya que es en este estado donde se realizan los procesos edafológicos y los cambios complejos que originan la población microbiológica y la vegetación superficial.

De lo anterior, Briggs propuso que la humedad del suelo se dividiera en tres tipos: 1) Humedad Higroscópica, 2) Agua Capilar, llamada al agua que por tensión superficial se almacena en las películas y espacios capilares, y 3). Agua Gravitacional, el agua libre y que se mueve por influencia de la gravedad.

Otra clasificación puede ser la siguiente:

- Agua Gravitacional.
- Agua Libre. Que no se hiela a menos de -1.4°C y es aprovechable.
- Agua No Libre.
 - a). Agua Capilar. Se hiela a -4°C , fuertemente unida y ligeramente aprovechable.
 - b). Combinada. No se hiela hasta -18°C y no es aprovechable.

La clasificación anterior la propuso Bouyoucos y esta basada en la idea de agua no libre, es decir, el agua unida de manera estrecha a los coloides que no es aprovechable para las plantas (Amorós, 1967).

Debido que las distintas propuestas para caracterizar el contenido de agua del suelo miden su humedad; Buckingham introdujo el término de potencial capilar que es capaz de determinar la traslación del agua en el suelo.

De este modo, si dos puntos adyacentes en el suelo tienen una diferencia de potencial capilar, debe producirse un movimiento de agua. El potencial capilar de Buckingham ha sido expresado como una columna de agua equivalente correspondiente a la presión de succión o falta de la presión requerida para producir el movimiento del agua desde el suelo o la presión positiva de agua para inducir un movimiento del agua hacia el suelo en un contenido de agua dado (Amorós, 1967). El potencial capilar es la medida de la diferencia entre la energía libre del agua total y del agua del suelo en condiciones determinadas.

En la humedad del suelo existen dos características importantes que son la capacidad del campo y el punto de marchitamiento. Después de que el suelo se ha saturado y se ha drenado el exceso de agua, se dice que con respecto a la humedad se encuentra en su capacidad de campo y el agua es mantenida a una tensión de alrededor de 50 milibares; si existen plantas que se encuentren creciendo en ese terreno, éstas extraerán el agua hasta que ya no puedan hacerlo y después se marchitarán. El punto en que se inicia la marchitez permanente es cuando el agua está retenida a unos 15 milibares, pero este valor varía de una planta a otra y de un tipo de suelo a otro. De este modo, el agua disponible para las plantas se encuentra entre los puntos de capacidad de campo y el marchitamiento permanente. Esta cantidad es mayor en las arcillas y menor en las arenas (Fig. B.1). A medida que el contenido de agua baja la capacidad de campo al punto de marchitamiento, la tensión del agua del suelo aumenta, la planta tiene dificultades crecientes para obtenerla y se presenta una falta de agua.

Por otro lado, la imbibición es el movimiento de las moléculas de agua en sustancias como la madera o la gelatina. No existe una división clara entre el agua de imbibición y el agua capilar, ya que todos los intersticios de un suelo pueden ser considerados capilares; además del agua capilar y de la imbibición, un suelo puede contener agua gravitacional y vapor de agua en los espacios que el agua líquida no ha ocupado.

El potencial capilar, pF , es la fuerza con que el suelo retiene el agua. Este potencial puede ser medido de varias formas y se expresa como el \log_{10} de la presión medida en centímetros de agua.

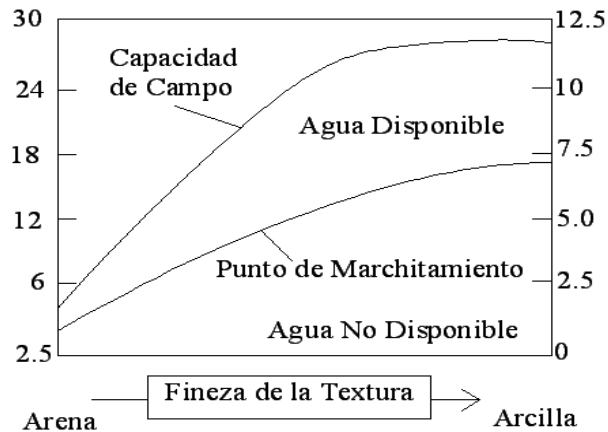


Figura B.1. Relación entre las características de la humedad y la textura del suelo (Fitz, 1987)

Si el suelo ejerce una fuerza de retención equivalente a la presión de una atmósfera, el pF es de 3.01, es decir, 1 atmósfera=760 mm de Hg ó 1.033 mm de agua; $pF=1.033$. En relación a lo anterior, se han definido algunos valores:

1. Humedad Equivalente. Corresponde a la fuerza de succión por parte de los vegetales de un tercio de atmósfera o de un $pF=2.5$.
2. Punto de Marchitamiento Temporal. El pF se encuentra entre 3.9 y 4. En estas circunstancias las plantas absorben agua disponible que aún hay en el suelo.
3. Punto de Marchitez Permanente. El potencial capilar es igual o superior a 4.2. No hay agua disponible.

En la figura B.2 se pueden observar tres valores del potencial capilar, entre ellos el punto de la capacidad de retención de agua y el punto de marchitez permanente. A la capacidad de retención un suelo contiene la máxima cantidad de agua que es capaz de mantener en contra de la gravedad. Si la capa superior del suelo se humedece hasta la capacidad de retención y vuelve a llover, una cantidad de agua correspondiente a la que ha caído descenderá hasta las capas inferiores. El coeficiente de marchitez permanente corresponde a la cantidad de agua que existe en el suelo cuando las plantas que arraigan en él se marchitan de modo irreversible. El agua disponible para el crecimiento de la planta viene dada por la diferencia entre el punto de

marchitamiento permanente y la capacidad por retención. La cantidad de agua contenida entre las condiciones de marchitez permanente y la de sequía al aire puede ayudar a la supervivencia de la planta, pero no permite el crecimiento activo.

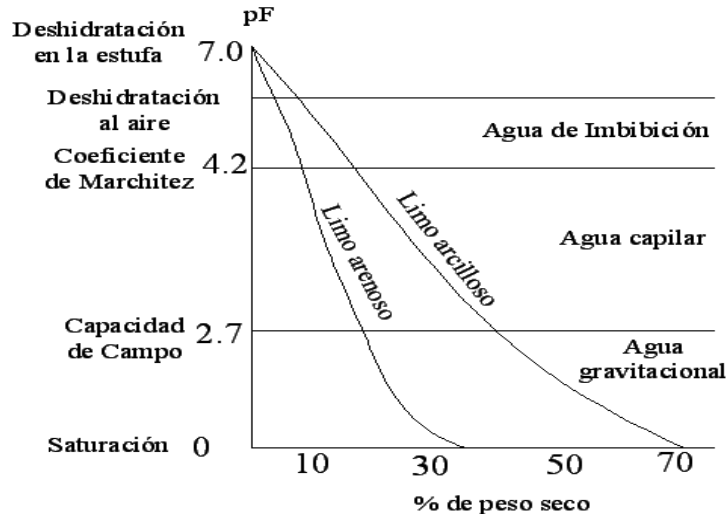


Figura B.2. Gráfica de las relaciones entre los suelos y el agua (James, 1967)

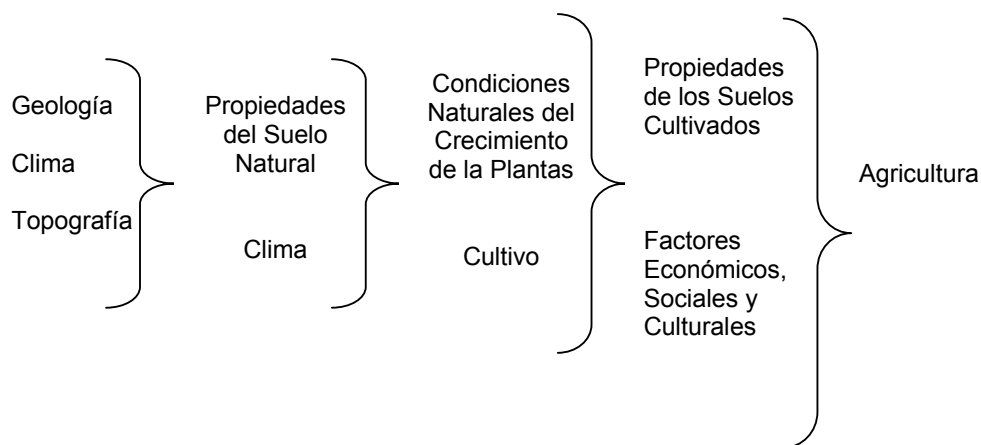
Existen distintas clasificaciones del suelo atendiendo las bases de la edafología, una de ellas es la de Vilensky, dicha clasificación es:

1. Termogénicos. Abarcan zonas subtropicales y ecuatoriales, en las cuales el factor dominante es la alta temperatura, que produce una rápida descomposición química y una mineralización de los residuos vegetales.
2. Fitogénicos. Se desarrollan en las zonas templadas con un gran intervalo de humedad. Se caracterizan por condiciones que favorecen la acumulación de materia orgánica en el suelo.
3. Hidrogénicos. Se forman en climas fríos, en las regiones forestales adyacentes y en condiciones de inundación.
4. Halogénicos. Estos suelos se desarrollan en presencia de sales sódicas y comprenden suelos salinos y alcalinos.

Otra clasificación es la de Neustreuev que atiende los procesos formadores, procesos hidromorfos y automorfos (Amorós, 1967). Los procesos hidromorfos son aquellos que se presentan bajo la influencia del agua

subterránea que directamente o por acción capilar humedece el perfil del suelo. En los procesos automorfos la influencia del agua subterránea no existe.

La agricultura de una localidad en particular es el reflejo de un conjunto de factores, como son el clima y el suelo; de igual modo intervienen factores económicos o sociales. Las relaciones de estos factores pueden representarse de modo esquemático de la siguiente manera:



Por otro lado, se debe de conocer cuanta agua se necesita para que la vegetación o los cultivos no sufran sequía; esta cantidad se llama Evapotranspiración Potencial, ETP.

Thornthwaite estableció que la evapotranspiración potencial es la cantidad de agua que se consume cuando no falta agua para uso de la vegetación; para Turc es el consumo de una basta vegetación a la cual jamás le falta agua.

De lo anterior, la evapotranspiración potencial se puede definir como el proceso inverso a la precipitación, es decir, es la aportación de agua de la superficie terrestre a la atmósfera en condiciones de disponibilidad suficiente de agua, en una superficie cubierta de pasto en crecimiento activo, de 10 cm de altura, libre de enfermedades y que cubre completamente el suelo (Campos, 2005). A esta evapotranspiración potencial se le conoce como el cultivo de referencia.

A continuación se presentaran dos métodos para el cálculo de la evapotranspiración potencial.

El criterio de Thornthwaite para la estimación de la evapotranspiración potencial define una fórmula empírica que utiliza como datos básicos la

temperatura media mensual, Tt en °C, y la duración promedio del día, N , en cada mes (Campos, 2005). Las fórmulas de este criterio son:

$$ICM = \left(\frac{Tt}{5}\right)^{1.514} \quad (\text{Ec. B.1})$$

y

$$ET = 16 \cdot \left(\frac{10 Tt}{ICA}\right)^\alpha \quad (\text{Ec. B.2})$$

donde:

IMC = Índice de Calor Mensual

ET = Evapotranspiración Potencial Mensual sin corregir, en milímetros

ICA = Índice de Calor Anual, igual a la suma de los 12 índices mensuales.

α = tiene la siguiente expresión empírica:

$$\alpha = 6.75 \cdot 10^{-7} (ICA)^3 - 7.71 \cdot 10^{-5} (ICA)^2 + 1.792 \cdot 10^{-2} (ICA) + 0.49239 \quad (\text{Ec. B.3})$$

Para temperaturas mayores de 26.5°C no hay influencia del índice de calor anual, por lo cual la ET es sólo función de Tt , esto se puede observar en la tabla B.1.

Tabla B.1. Evapotranspiración potencial sin corregir del criterio de Thornthwaite (mm) para temperaturas mayores a 26.5°C (Campos, 2005)

Tt (°C)	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
26						135.0	135.9	136.8	137.7	138.6
27	139.5	140.3	141.2	142.0	142.9	143.7	144.5	145.3	146.2	147.0
28	147.8	148.6	149.4	150.1	150.9	151.7	152.4	153.2	153.9	154.7
29	155.4	156.1	156.8	157.5	158.2	158.9	159.5	160.2	160.8	161.5
30	162.1	162.7	163.3	164.0	164.6	165.2	165.8	166.3	166.9	167.4
31	168.0	168.5	169.1	169.6	170.2	170.7	171.2	171.7	172.1	172.4
32	173.1	173.5	174.0	174.4	174.9	175.3	175.7	176.1	176.4	176.8
33	177.2	177.6	177.9	178.4	178.6	179.0	179.3	179.6	179.9	180.2
34	180.5	180.8	181.0	181.3	181.5	181.8	182.0	182.2	182.5	182.7
35	182.9	183.1	183.2	183.4	183.5	183.7	183.8	183.9	184.1	184.2
36	184.3	184.4	184.5	184.5	184.6	184.7	184.7	184.8	184.8	184.9
37	184.9	184.9	184.9	185.0	185.0	185.0				
38	185.0									

La evapotranspiración potencial corregida es igual a:

$$ETP = FC_N \cdot ET \quad (\text{Ec. B.4})$$

siendo FC_N el factor correctivo mensual que toma en cuenta el número de días del mes, D , y la insolación del lugar, N , su expresión es:

$$FC_N = (D/30) \cdot (N/12) \quad (\text{Ec. B.5})$$

La insolación (N) se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$N = A + B[\text{sen}(30nm + 83.5)] \quad (\text{Ec. B.6})$$

donde nm es el número del mes, siendo 1 para enero y 12 para diciembre; A y B son constantes en función de la latitud del lugar (LAT) en grados, de lo anterior, se pueden presentar las siguientes expresiones para las latitudes en que se ubica la República Mexicana, estas son de 15° a 35° :

$$A = 12.09086 + 0.00266 \cdot LAT \quad (\text{Ec. B.7})$$

$$B = 0.2194 - 0.06988 \cdot LAT \quad (\text{Ec. B.8})$$

En la tabla B.3 se presentan los valores para N , estos valores están dados en valores mensuales promedio en horas.

El criterio de Turc presenta la siguiente ecuación:

$$ETP = c \cdot \frac{Tt}{Tt + 15} (Ri + 50) \quad (\text{Ec. B.9})$$

donde:

ETP = Evapotranspiración Potencial

c = Coeficiente con los siguientes valores: 0.40 para meses de 30 ó 31 días, 0.37 para febrero y 0.13 para un lapso de 10 días.

Tt = Temperatura Media Mensual en $^\circ\text{C}$

Ri = Radiación Solar Incidente, se estima por medio de la siguiente expresión:

$$Ri = R_E \left(a + b \frac{n}{N} \right) \quad (\text{Ec. B.10})$$

donde N es la insolación, R_E es la Radiación Solar dada en la tabla B.4, a y b son los valores dados a continuación para la República Mexicana:

$$a = 0.290 \quad \text{y} \quad b = 0.550$$

Tabla B.3. Duración promedio máxima diaria de horas de insolación (N)

Latitud Norte	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Latitud Sur	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
0°	12.12	12.12	12.12	12.12	12.12	12.12	12.12	12.10	12.11	12.12	12.12	12.12
5°	11.87	11.96	12.08	12.22	12.35	12.41	12.38	12.28	12.16	12.02	11.90	11.83
10°	11.61	11.81	12.06	12.35	12.57	12.70	12.64	12.45	12.17	11.91	11.67	11.55
15°	11.34	11.66	12.04	12.47	12.82	13.00	12.92	12.62	12.22	11.81	11.44	11.25
20°	11.07	11.50	12.01	12.60	13.07	13.32	13.22	12.81	12.26	11.70	11.20	10.94
25°	10.78	11.33	11.97	12.74	13.34	13.66	13.53	13.02	12.31	11.58	10.94	10.62
30°	10.45	11.14	11.97	12.88	13.65	14.05	13.88	13.23	12.35	11.47	10.67	10.26
35°	10.09	10.95	11.95	13.06	13.98	14.47	14.27	13.47	12.42	11.33	10.36	9.86
40°	9.68	10.71	11.91	13.25	14.36	14.96	14.71	13.76	12.48	11.18	10.00	9.39
45°	9.18	10.44	11.87	13.48	14.82	15.55	15.25	14.09	12.55	11.01	9.59	8.85
50°	8.61	10.13	11.84	13.78	15.38	16.29	15.91	14.48	12.66	10.80	9.07	8.17
55°	7.83	9.73	11.97	14.10	16.14	17.28	16.78	14.99	12.76	10.55	8.45	7.28
60°	6.79	9.21	11.74	14.62	17.10	18.70	18.01	15.67	12.92	10.22	7.60	6.04
65°	5.09	8.47	11.67	15.19	18.71	21.64	20.22	16.66	13.12	9.77	6.30	3.88

Tabla B.4. Radiación solar (R_E) (Campos, 2005)

Latitud	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
80° N	-	-	115	460	860	1045	970	655	240	25	-	-
70° N	-	75	265	550	830	1000	925	670	380	140	-	-
60° N	85	210	405	650	865	970	925	750	510	280	120	55
50° N	215	355	540	745	905	980	950	820	625	425	260	185
40° N	365	495	655	815	935	985	965	870	720	550	400	325
30° N	505	620	750	870	950	975	960	905	800	665	545	475
20° N	640	730	825	895	930	935	930	910	855	760	665	615
10° N	760	820	875	895	890	875	880	890	880	840	780	740
0° S	860	890	895	870	825	795	805	840	880	890	860	845
10° S	935	930	895	820	730	695	710	770	850	910	930	930
20° S	990	945	860	745	635	575	595	680	800	900	965	995
30° S	1020	930	800	645	515	445	470	575	725	870	985	1035
40° S	1020	985	720	530	380	305	330	450	625	810	970	1050
50° S	1005	835	620	400	245	170	195	315	510	735	940	1045
60° S	975	755	495	260	110	55	75	180	380	640	890	1030
70° S	975	665	360	120	10	-	-	50	240	525	850	1055

La ecuación B.9 es aplicable sólo cuando la humedad relativa (HR) media mensual es superior a 50%; cuando no sucede esto, se aplica el siguiente factor correctivo:

$$FC_{HR} = 1 + \left[\frac{(50 - HR)}{70} \right] \quad (\text{Ec. B.12})$$

donde HR es la Humedad Relativa.

El procedimiento para la estimación de la evapotranspiración potencial de un cultivo consiste en calcular la evapotranspiración potencial de un cultivo de referencia, el pasto (ETP_o) y después aplicar unos coeficientes de cultivo (K_c) para obtener la evapotranspiración potencial de dicho cultivo (ETP_c), es decir:

$$ETP_c = K_c \cdot ETP_o \quad (\text{Ec.13})$$

Por lo tanto, los factores influyentes en el valor del coeficiente de cultivo (K_c) son las características generales del cultivo, sus fechas de plantación o siembra, su ritmo de desarrollo, la duración del periodo vegetativo y las condiciones climáticas de lluvia o riego, especialmente durante la primera fase o etapa del crecimiento.

La estación de crecimiento de los cultivos de campo y las hortalizas se puede dividir en cuatro etapas o fases, las cuales son:

1. Fase Inicial. Germinación y crecimiento inicial, cuando el cultivo cubre menos del 10%.
2. Fase de Desarrollo. Desde el final de la fase inicial hasta que se llega a una cubierta sombreada efectiva completa. El cultivo cubre de 70% a 80% de la cubierta.
3. Fase de Medios del Periodo. Desde que se obtiene la cubierta sombreada efectiva completa hasta el momento de iniciarse la maduración.
4. Fase de Finales del Periodo. Desde el final de la fase anterior hasta alcanzar la maduración plena o la recolección.

El procedimiento de construcción de la curva de K_c se presenta en los siguientes pasos:

Paso 1. Establecer la fecha de plantación o siembra.

Paso 2. Determinar el periodo vegetativo total y la duración de las fases de desarrollo del cultivo.

Paso 3. Para la fase inicial del K_c se determina, con base en la figura B.3, en función de la ETP_o de tal lapso y de la frecuencia de las lluvias o del riego; se designa por K_{c1} . Este valor se indica por una línea punteada horizontal durante toda la fase inicial, en una gráfica de duración de las fases desarrollo en días en las abscisas contra los valores de K_c en las ordenadas.

Paso 4. Durante la fase de mediados del periodo el K_c se determina de la tabla B.6 para las condiciones de clima dado (humedad y viento) y del mismo modo se representa por una línea punteada horizontal durante toda esta fase. Se designa por K_{c3} .

Paso 5. Para la fase de finales de periodo, se selecciona de la tabla B.6 el valor de K_{c4} y se dibuja al final de esta etapa, lo cual corresponde a la maduración o recolección. Después se une por una línea punteada inclinada el final de la fase de mediados del periodo con el valor de K_{c4} .

Paso 6. El proceso anterior se aplica de igual modo a la fase de desarrollo, con lo cual queda construida la gráfica del coeficiente de cultivo (K_c). Por último, se traza una curva continua suave que represente a la gráfica de líneas rectas.

A partir de la curva del coeficiente de cultivo se pueden obtener sus valores medios correspondientes a los meses que abarca tal cultivo y así poder estimar la evapotranspiración mensual de éste.

Para los cultivos forrajeros como la alfalfa, leguminosas y pastos; los valores de K_c se muestran en la tabla B.5 para diferentes condiciones climáticas. Para estimaciones de requerimientos de riego se deben de usar los valores medios, para definir calendarios de riego y lámina de éstos se deben se utilizar los valores máximo y mínimo.

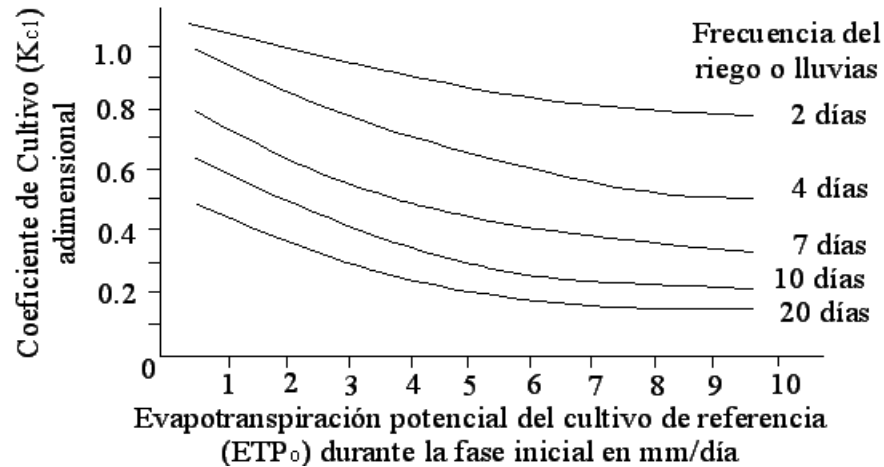


Figura B.3. Coeficiente de cultivo de la fase inicial (Campos, 2005)

En la tabla B.7 se tienen los valores de los coeficientes de cultivo respectivos a árboles frutales y de nuez, los cuales corresponden a árboles en pleno crecimiento con un espaciamiento que proporciona una cubierta vegetal del 30%.

Tabla B.5. Coeficientes de cultivo (K_c) para forrajes según condiciones climáticas generales. (Campos, 2005)

	Condiciones del Clima	Alfalfa	Gramíneas para heno	Leguminosas	Pastos
K_c máximo	Húmedo con vientos débiles	1.05	1.05	1.05	1.05
	Seco con vientos débiles	1.15	1.10	1.15	1.10
	Seco con vientos fuertes	1.25	1.15	1.20	1.15
K_c medio	Húmedo con vientos débiles	0.85	0.80	1.00	0.95
	Seco con vientos débiles	0.95	0.90	1.05	1.00
	Seco con vientos fuertes	1.05	1.00	1.10	1.05
K_c mínimo*	Húmedo con vientos débiles	0.50	0.60	0.55	0.55
	Seco con vientos débiles	0.40	0.55	0.55	0.50
	Seco con vientos fuertes	0.30	0.50	0.55	0.50

* Para condiciones de suelo seco, si está húmedo incrementar del K_c 25%

Tabla B.6. Coeficientes de cultivo ($K_{c3,4}$) seleccionados para cultivos

extensivos y hortalizas en sus fases de mediados y finales del periodo de crecimiento y según condiciones climáticas generales.

(Campos, 2005)

Cultivo	Humedad	HR _{mín} > 70%		HR _{mín} < 20%	
	Viento (m/s)	0 a 5	5 a 8	0 a 5	5 a 8
Algodón	Fase 3	1.05	1.15	1.20	1.25
	Fase 4	0.65	0.65	0.65	0.70
Avena, trigo y cebada	Fase 3	1.05	1.10	1.15	1.20
	Fase 4	0.25	0.25	0.20	0.20
Fríjol verde	Fase 3	0.95	0.95	1.00	1.05
	Fase 4	0.85	0.85	0.90	0.90
Fríjol seco, lentejas	Fase 3	1.05	1.10	1.15	1.20
	Fase 4	0.30	0.30	0.25	0.25
Girasol	Fase 3	1.05	1.10	1.15	1.20
	Fase 4	0.40	0.40	0.35	0.35
Lino	Fase 3	1.00	1.05	1.10	1.15
	Fase 4	0.25	0.25	0.20	0.20
Maíz de grano	Fase 3	1.05	1.10	1.15	1.20
	Fase 4	0.55	0.55	0.60	0.60
Soya	Fase 3	1.00	1.05	1.10	1.15
	Fase 4	0.45	0.45	0.45	0.45
Cacahuete	Fase 3	0.95	1.00	1.05	1.10
	Fase 4	0.55	0.55	0.60	0.60
Cebollas secas	Fase 3	0.95	0.95	1.05	1.10
	Fase 4	0.75	0.75	0.80	0.85
Melón	Fase 3	0.95	0.95	1.00	1.50
	Fase 4	0.65	0.65	0.75	0.75
Lechuga	Fase 3	0.95	0.95	1.00	1.05
	Fase 4	0.90	0.90	0.90	1.00
Papa	Fase 3	1.05	1.10	1.15	1.20
	Fase 4	0.70	0.70	0.75	0.75
Tomate	Fase 3	1.05	1.10	1.20	1.25
	Fase 4	0.60	0.60	0.65	0.65
Zanahorias	Fase 3	1.00	1.05	1.10	1.15
	Fase 4	0.70	0.75	0.80	0.85

Tabla B.7. Condiciones de cultivo (K_c) para árboles frutales y de nuez en pleno crecimiento (Campos, 2005)

Condiciones climáticas generales y árboles frutales	Con cubierta vegetal										Sin cubierta vegetal (cultivados limpios, sin maleza)								
	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	
Inviernos fríos con heladas letales: la cubierta vegetal empieza a formarse en abril																			
Manzano y cerezo																			
Húmedo con vientos débiles a moderados	-	0.50	0.75	1.00	1.10	1.10	1.10	0.85	-	-	0.45	0.55	0.75	0.85	0.85	0.80	0.60	-	
Húmedo con vientos fuertes	-	0.50	0.75	1.10	1.20	1.20	1.15	0.90	-	-	0.45	0.55	0.80	0.90	0.90	0.85	0.65	-	
Seco con vientos débiles a moderados	-	0.45	0.85	1.15	1.25	1.25	1.20	0.95	-	-	0.40	0.60	0.85	1.00	1.00	0.95	0.70	-	
Seco con vientos fuertes	-	0.45	0.85	1.20	1.35	1.35	1.25	1.00	-	-	0.40	0.65	0.90	1.05	1.05	1.00	.075	-	
Melocotón, durazno, peral, ciruelo y albaricoquero																			
Húmedo con vientos débiles a moderados	-	0.50	0.70	0.90	1.00	1.00	0.95	0.75	-	-	0.45	0.50	0.65	0.75	0.75	0.70	0.55	-	
Húmedo con vientos fuertes	-	0.50	0.70	1.00	1.05	1.10	1.00	0.80	-	-	0.45	0.45	0.70	0.80	0.80	0.75	0.60	-	
Seco con vientos débiles a moderados	-	0.45	0.80	1.05	1.15	1.15	1.10	0.85	-	-	0.40	0.40	0.75	0.90	0.90	0.70	0.65	-	
Seco con vientos fuertes	-	0.45	0.80	1.10	1.20	1.20	1.15	0.90	-	-	0.40	0.60	0.80	0.95	0.95	0.90	0.65	-	
Inviernos fríos con heladas ligeras																			
Manzano, cerezo y nogal																			
Húmedo con vientos débiles a moderados	0.80	0.90	1.00	1.10	1.10	1.10	1.05	0.85	0.80	0.60	0.70	0.80	0.85	0.85	0.80	0.80	0.75	0.65	
Húmedo con vientos fuertes	0.80	0.95	1.10	1.15	1.20	1.20	1.15	0.90	0.80	0.60	0.75	0.85	0.90	0.90	0.85	0.80	0.80	0.70	
Seco con vientos débiles a moderados	0.85	1.00	1.15	1.25	1.25	1.25	1.20	0.95	0.85	0.50	0.75	0.95	1.00	1.00	0.95	0.90	0.85	0.70	
Seco con vientos fuertes	0.85	1.05	1.20	1.35	1.35	1.35	1.25	1.00	0.85	0.50	0.80	1.00	1.05	1.05	1.00	0.95	0.90	0.75	
Melocotón, durazno, peral, ciruelo, albaricoquero y almendro																			
Húmedo con vientos débiles a moderados	0.80	0.85	0.90	1.00	1.00	1.00	0.95	0.80	0.80	0.55	0.70	0.75	0.80	0.80	0.70	0.70	0.65	0.55	
Húmedo con vientos fuertes	0.80	0.90	0.95	1.00	1.10	1.10	1.00	0.85	0.80	0.55	0.70	0.75	0.80	0.80	0.80	0.75	0.70	0.60	
Seco con vientos débiles a moderados	0.85	0.95	1.05	1.15	1.15	1.15	1.10	0.90	0.85	0.50	0.70	0.85	0.90	0.90	0.90	0.80	0.75	0.65	
Seco con vientos fuertes	0.85	1.00	1.10	1.20	1.20	1.20	1.15	0.95	0.85	0.50	0.75	0.90	0.95	0.95	0.95	0.85	0.80	0.70	

Notas de la Tabla B.7.

1. En los valores con cubierta vegetal se tendrá que incrementar los valores de K_c si son frecuentes las lluvias, con base en la figura B.1. En el caso de huertos jóvenes con una cubierta arbórea de 20% y 50% se deberán reducir las magnitudes del K_c de mediados del periodo vegetativo de 10 a 15% y de 5 a 10% de modo respectivo.

2. En los valores sin cubierta vegetal los valores del K_c presuponen unas lluvias o un riego infrecuente, cada dos o cuatro semanas. En el caso de riegos frecuentes en marzo, abril y noviembre, habrá que ajustar el K_c por medio de la figura B.1; en los meses de mayo y octubre se utilizan los valores de K_c correspondientes a los de con cubierta vegetal. En el caso de los huertos jóvenes con una cubierta arbórea de 20 y 50% se reducirán las magnitudes del K_c de mediados del periodo vegetativo de 25 a 35% y de 10 a 15%, respectivamente.

A continuación se presentará un ejemplo donde se aplican los conceptos citados anteriormente.

Para la revisión del funcionamiento hidrológico de la Presa San Juan de los Llanos en el Estado de Guanajuato, es necesario estimar la evapotranspiración potencial del plan de cultivos integrado por maíz, alfalfa y manzano. La información climatológica procede de la estación controlada por el Sistema Meteorológico Nacional con coordenadas: Latitud 21°16'43"N, Longitud 101°18'53"WG y Altitud 2119 msnm.

De acuerdo con la información disponible en las columnas 2, 3 y 4 de la tabla B.8 y siendo las condiciones climáticas generales seco con vientos moderados, se estimo la ETP mediante la fórmula de Turc, los resultados están mostrados en la columna 5. Utilizando la información local acerca del cultivo del maíz, las características climáticas generales y siguiendo el procedimiento anteriormente descrito se construyó la curva de la figura B.4, la cual incluye información utilizada y los resultados.

A partir de los K_c mensuales del maíz (Fig B.4) se estima la evapotranspiración potencial del cultivo (ETP_c), expuestas en las columnas 6 y 7 de la tabla B.8. El K_c medio del alfalfa, de acuerdo con la tabla B.5 se obtiene un valor de 0.95 y con este valor se estima la ETP_c mensual de este forraje, columna 9 de la tabla B.8.

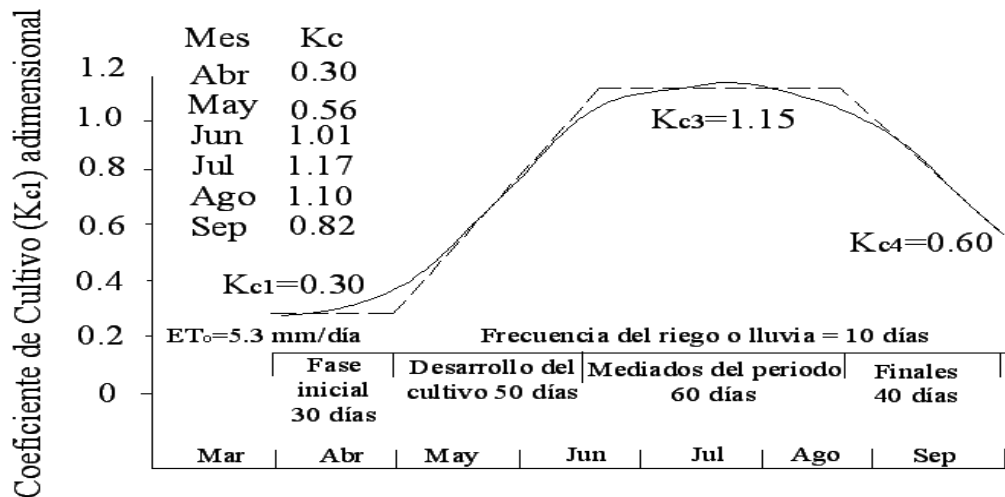


Figura B.4. Curva del coeficiente de cultivo del maíz

Por último, para el manzano se consideró: inviernos con heladas letales, huertos con cubierta vegetal y clima seco con vientos moderados, se obtuvo de la tabla B.7 los valores de K_c de la columna 10; las estimaciones de la ETP_c del manzano están relacionadas en la columna 11 de la tabla B.8.

Tabla B.8. Ejemplo

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Mes	Tt °C	Ri	HR %	ETP _T mm	Maíz		Alfalfa		Manzano	
					K _c	ETP _c (mm)	K _c	ETP _c (mm)	K _c	ETP _c (mm)
Ene	11.5	400	44.0	84.8						
Feb	12.6	425	35.8	96.5						
Mar	15.2	525	33.1	143.7						
Abr	17.4	650	32.5	188.0	0.30	56.4	0.95	178.6	0.45	84.6
May	18.8	655	33.9	192.9	0.56	108.0	0.95	183.3	0.85	164.0
Jun	18.4	550	39.9	151.3	1.01	152.8	0.95	143.7	1.15	174.0
Jul	17.3	490	48.9	117.5	1.17	137.5	0.95	111.6	1.25	146.9
Ago	17.1	400	47.8	98.9	1.10	108.8	0.95	94.0	1.25	123.6
Sep	16.2	390	53.3	91.4	0.82	74.9	0.95	86.8	1.20	109.7
Oct	14.7	450	53.5	99.0			0.95	94.0	0.95	94.0
Nov	13.5	430	52.7	90.9						
Dic	12.5	410	48.4	85.5						
Σ	-	-	-	1440.4	-	638.4	-	892.0	-	896.8

REFERENCIAS

1. Abastecimiento y Distribución de Agua. Colegio de Graduados. Ingeniería en Salud Pública. Tomo I. México: 1965.
2. Aguilera Herrera, Nicolás, Tratado de Edafología de México. México: Universidad Nacional Autónoma de México. 1989.
3. Amorós, José Luis, Los suelos. Su origen, constitución y clasificación. Segunda Edición. España: Ediciones Omega, 1967.
4. Aparicio Mijares, Francisco, Fundamentos de Hidrología de Superficie. México: Limusa, 2001.
5. Aqua. Comisión Nacional del Agua. México: 2007.
6. Bello, Arturo y Carlos Flamand, Diseño y Construcción de Pequeñas Presas de Tierra y Enrocamiento. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1975.
7. Campos Aranda, Daniel Francisco, Agroclimatología. Cuantitativa de Cultivos. México: Trillas, 2005.
8. Chow, Ven Te, et al., Hidrología Aplicada. Colombia: Mc Graw Hill, 1994.
9. Cisneros Rosas, José Antonio, Hidrología de Superficie. México: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, 2004.
10. Das, Braja, Principles of Geotechnical Engineering. Second Edition. EUA: PWS-KENT, 2001.
11. Design of Small Dams, US Department of the Interior. First Edition. 1960.
12. El Agua en México. Comisión Nacional del Agua. México: 2006.
13. El Suministro de Agua de la Ciudad de México. Academia Nacional de Ingeniería, A. C., Academia de la Investigación Científica A. C., EUA: National Academy Press, 1995.
14. Escalante Sandoval, Carlos y Lilia Reyes Chávez, Técnicas Estadísticas en Hidrología. México: Universidad Nacional Autónoma de México, 2002.
15. Estadísticas del Agua en México. Comisión Nacional del Agua. México: 2007.
16. Fitz, Patrick, Suelos. Su formación, clasificación y distribución. México: Editorial Continental, 1987.
17. Fredlund, D. G., y J. Krahn. Comparison of Slope Stability Methods of

- Analysis. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14 (Canada 1977): 429 – 439.
18. González Vallejo, Luis I., Ingeniería Geológica. España: Prentice Hall, 2002.
 19. Hunt, Roy, Geotechnical Investigation Methods. A Field Guide for Geotechnical Engineers. EUA: CRC Press, 2007.
 20. Hunt, Roy, Characteristics of Geologic Materials and Formation. A Field Guide for Geotechnical Engineers. EUA: CRC Press, 2007.
 21. Jaime Paredes, Alberto, La Legislación Ambiental y la Ingeniería Civil frente al Ambiente. México: Instituto de Ingeniería, UNAM, 1996.
 22. Jaime Paredes, Alberto, Las Obras de Ingeniería y su Impacto Ambiental. México: Instituto de Ingeniería, UNAM, 2003.
 23. Jaime Paredes, Alberto y Miguel Angel Figueras Corte, Aspectos Fundamentales para el Diseño de Presas Pequeñas. México: XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 2008. En prensa.
 24. James, W. O., Introducción a la Fisiología de los Vegetales. Sexta Edición. España: Ediciones Omega, 1967.
 25. Jansen, Robert B., Advanced Dam Engineering for Desing, Construction and Rehabilitation. EUA: Van Nostrand Reinhold, 1988.
 26. Juárez, Eulalio y Alfonso Rico, Mecánica de Suelos. Flujo de Agua en Suelos. Tomo III. México: Limusa, 1997.
 27. Lambe, William y Robert Whitman, Soil Mechanics. EUA: John Wiley and Sons, Inc., 1969.
 28. Linsley, Ray et al., Hidrología para Ingenieros. México: Mc Graw Hill, 1988.
 29. Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México: 1980.
 - A.1.1. Consideraciones Generales
 - A.1.2. Precipitación
 - A.1.3. Escurrimiento
 - A.1.5. Relación entre Precipitación y Escurrimiento
 - A.1.6. Análisis Estadístico
 - A.1.8. Tránsito de Avenidas en Vasos
 - A.1.10. Avenidas de Diseño
 - B.1.2. Clasificación de Suelos y Rocas
 - B.2.2. Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos

- B.2.3. Estructuras de Tierra
- B.3.2. Obras Subterráneas
- B.3.4. Pruebas de Campo y Laboratorio
- 30. Márquez, Lydia y Antonieta Gómez, Estudios Ambientales Relacionados con la Construcción de Presas. México: Instituto de Ingeniería UNAM, 1988.
- 31. Marsal, Raul, Presas Pequeñas. México: Instituto de Ingeniería, UNAM, 1974.
- 32. Marsal, Raul J. y Daniel Resendiz Nuñez, Presas de Tierra y Enrocamiento. México: Limusa, 1975.
- 33. Moya Talens, J. A., Riego localizado y Fertirrigación. España: Ediciones Mundi-Prensa, 1994.
- 34. Natural Resources Conservation Service (NRSC). Urban Hydrology for Small Watersheds, 1986.
- 35. Pequeños Almacenamientos. Secretaría de Recursos Hidráulicos. Dirección General de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural. México: 1975.
- 36. Presas Construidas en México. Secretaría de Recursos Hidráulicos. México: 1976.
- 37. Presas de México. Volumen I, II, III, V, VI, VII y XVI. Comisión Nacional del Agua. México: 1982.
- 38. Puig de la Parra, Juan, Geología Aplicada a la Ingeniería Civil y Fotointerpretación. México: Lito Juventud, 1970.
- 39. Sánchez Bribiesca, José L., Consideraciones sobre el Funcionamiento Hidráulico e Hidrológico de las Presas Pequeñas. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1975.
- 40. Tavenas, F., y al. Remarks on the Validity of Stability Analyses. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17 (Canada 1980): 61 - 73.
- 41. Terzaghi, Karl, et al., Soil Mechanics in Engineering Practice. Tercera Edición. EUA: Wiley-Interscience Publication, 1996.
- 42. Torres Herrera, Francisco, Obras Hidráulicas. Segunda Edición. México: Limusa, 1994.
- 43. Walker, Bruce, y Robin Fell. Soil Slope Instability and Stabilisation. Holanda: Balkema, 1987.