



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

ELABORACIÓN DE UNA GRÁFICA ADIMENSIONAL DE DISEÑO PARA FILTROS EN PRESAS DE TIERRA HOMOGÉNEAS

Moisés Teodoro Córdova Peña

Piura, 20 de Marzo de 2006

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

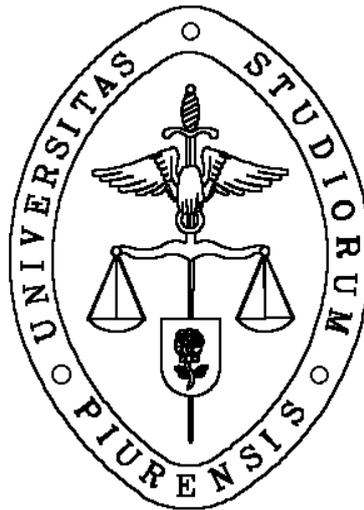
Marzo 2006



Esta obra está bajo una [licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA



Elaboración de una gráfica adimensional de diseño para filtros en presas de tierra homogéneas

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

MOISÉS TEODORO CÓRDOVA PEÑA

Piura, Marzo 2006

PROLOGO

La importancia de una obra hidráulica se da a partir del uso y servicios que prestará ante las necesidades de las poblaciones urbanas o rurales que requieren en algunos casos distribuir el agua a través de un canal, o reservarla para distintos usos como agua potable, irrigación o también para generar energía y muchos otros usos más. Dentro de estas obras hidráulicas se encuentran las presas de tierra, y en especial las del tipo homogéneas, muchas de ellas de gran magnitud y trascendencia por los servicios que prestan, y a un costo manejable por que se construyen con material de la zona.

Ante esto, uno de los motivos por los que se escogió el presente tema de tesis, fue el de investigar a fondo en lo concerniente al análisis y la función que cumple el filtro en dichas presas, el cual es una parte vital e importante en su estructura, ya que un inadecuado diseño de estos podría originar el colapso de la presa. En este sentido con la idea de contribuir en su diseño se planteó desarrollar el tema materia de la presente tesis. Otro de los motivos fue el de investigar el proceso de modelación de estas obras hidráulicas desde su construcción hasta su comportamiento que confirman las leyes que gobiernan el flujo a través de los medios porosos, así como la visualización de las líneas de flujo las cuales representan la manera como se desplaza el flujo a través de la presa de tierra modelada.

Al concluir, quisiera expresar mi agradecimiento en forma especial a la Ing. Marina Farías de Reyes en calidad de asesora de la tesis y al Dr. Ing. Jorge Reyes Salazar por su orientación y apoyo en el logro de los objetivos planteados y alcanzados, así también al Laboratorio de Suelos de la Universidad, en las personas de la Ing. Mónica Guerra Saldarriaga y el Técnico Francisco Castro Cruz por las facilidades y colaboración brindadas, así mismo a mi amigo el Sr. Leoncio Samanez Sosa por su valiosa ayuda.

RESUMEN

El objetivo de la tesis es proporcionar una nueva metodología en el diseño de presas de tierra homogéneas con filtros de drenaje mediante una gráfica adimensional obtenida a través de la modelación a escala reducida, la que permite el análisis de sensibilidad de la mayoría de las variables presentes en su diseño, es decir, se puede afinar este con la variación de un componente específico presente en la gráfica, buscando optimizarlo a las necesidades requeridas.

La modelación se efectuó con el equipo: Tanque de drenaje y filtración; obteniendo distintos caudales de filtración y las visualizaciones de las líneas de flujo para cada tipo de modelación. Los datos hallados experimentalmente se compararon con las soluciones teóricas seleccionadas, para luego hallar las respectivas relaciones dimensionales mediante gráficas, seleccionando la que proporcionó la mejor tendencia de puntos.

Verificados los resultados, concluimos que la gráfica adimensional propuesta será de gran utilidad para el diseño de filtros, ya que permite llegar a un diseño óptimo con las principales variables de los componentes físicos que intervienen en la construcción presas y filtros.

INDICE

DEDICATORIA

PRÓLOGO

RESUMEN

INDICE

Pág.

INTRODUCCIÓN..... 1

CAPITULO I:

El suelo como material de retención.

1.1 Generalidades..... 3

1.2 Clasificación del suelo..... 3

1.2.1 Definición de suelo.....3

1.2.2 Clasificación de suelos.....3

1.3 Propiedades y composición de los suelos.....4

1.3.1 Granulometría y textura.....4

1.3.2 Tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y de degradación.....5

1.3.3 Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos.....6

1.3.4 Resistencia a esfuerzos cortantes.....8

1.3.5 Capilaridad..... 10

1.4 Flujo de agua en el suelo..... 11

1.4.1 Permeabilidad del suelo.....11

1.4.2 Ley de Darcy..... 17

1.4.3 Idealización del flujo en suelos..... 19

1.4.4 Redes de flujo..... 22

CAPITULO II:**Flujo a través de una presa de tierra.**

2.1 Generalidades.....	26
2.2 Presas de tierra.....	26
2.2.1 Definición.....	26
2.2.2 Tipos.....	27
2.2.3 Características.....	30
2.2.4 Criterios de clasificación.....	34
2.3 Estabilidad de una presa de tierra.....	36
2.3.1 Análisis de estabilidad.....	36
2.3.2 Protecciones.....	40
2.3.3 Elementos de drenaje.....	44
2.4 Condiciones de frontera del flujo de agua.....	46
2.4.1 Frontera impermeable.....	46
2.4.2 Frontera de reservorios.....	47
2.4.3 Superficie de filtrado.....	48
2.4.4 Línea superior de filtración.....	48
2.5 Soluciones teóricas para el filtrado a través de una presa de tierra.....	49
2.5.1 Solución de Dupuit.....	49
2.5.2 Solución de Shaffernak – Van Iterson.....	51
2.5.3 Solución de L. Casagrande.....	52
2.6 Subpresión en la base de una presa.....	58
2.7 Ejemplos de proyectos de presas de tierra con elementos de drenaje.....	59

CAPITULO III:**Estudio experimental.**

3.1 Generalidades.....	64
3.2 Leyes de semejanza.....	64
3.3 Ensayos realizados para la caracterización del material.....	66
3.3.1 Análisis granulométrico.....	66
3.3.2 Ensayo de permeabilidad.....	67
3.3.3 Ensayo de compactación.....	69

	Pág.
3.3.4 Ensayo de corte directo.....	70
3.4 Selección y descripción del agregado.....	72
3.5 Descripción del equipo.....	75
3.5.1 Tanque de drenaje y filtración.....	75
3.5.2 Funcionamiento y mantenimiento del equipo.....	78
3.6 Procedimiento en el análisis de la filtración en una presa de tierra.....	79
3.6.1 Material y equipo.....	79
3.6.2 Procedimiento constructivo de las presas en modelo.....	80
3.6.3 Visualización de las líneas de flujo.....	80
3.6.4 Medición del caudal de filtración.....	82
3.7 Verificación de estabilidad de los modelos de presa a ensayar.....	82
3.7.1 Verificación de estabilidad de taludes.....	83
3.7.2 Verificación de las granulometrías del filtro y el material de la base.....	83
3.8 Resultados obtenidos en el Tanque de drenaje y filtración.....	84
3.9 Resumen de resultados.....	111

**CAPITULO IV:
Análisis de resultados.**

4.1 Generalidades.....	113
4.2 Comparación de resultados teóricos con los resultados experimentales.....	113
4.2.1 Resultados obtenidos analíticamente.....	114
4.2.2 Comparación de resultados.....	126
4.3 Elaboración de la gráfica adimensional.....	127
4.4 Ejemplo de aplicación.....	130

CONCLUSIONES

REFERENCIAS

APENDICE

INTRODUCCION

La presente tesis muestra la combinación entre el estudio experimental y el estudio teórico, llegando a establecer un sistema de diseño aplicable a obras de presas de tierra homogéneas con filtros en su composición, analizando las distintas soluciones para los problemas de filtración que se presentan en ellas, con ayuda de las leyes de filtración de agua en medios porosos y las respectivas propiedades físicas de los materiales que van a componer a las distintas modelaciones realizadas.

Su desarrollo se ha realizado en cinco capítulos, que se describen a continuación:

Capítulo I: El suelo como material de retención. Donde se definen los distintos conceptos sobre las propiedades físicas y clasificaciones de suelo, así también como la filtración de agua a través de medios porosos.

Capítulo II: Flujo a través de una presa de tierra. Donde se desarrollan las condiciones de estabilidad, protecciones así como los elementos de drenaje aplicados a presas de tierra y se definen las soluciones teóricas para el filtrado a través de las presas de tierra las cuales son: solución de Dupuit, Saffernak – Van I terson y L. Cagrande, que servirán para la respectiva comparación con los resultados experimentales.

Capítulo III: Estudio experimental. En este capítulo se hallan las propiedades físicas de los materiales que van a componer las presas a modelar, y como parte fundamental del capítulo se presentan los resultados obtenidos de la modelación de las distintas presas en el Tanque de drenaje y filtración.

Capítulo IV: Análisis de resultados. Se presenta el análisis teórico para el filtro seleccionado con ayuda de las soluciones ya presentadas, para luego comparar con los resultados obtenidos de la modelación y la posterior elaboración de la gráfica adimensional de diseño.

CAPITULO I

EL SUELO COMO MATERIAL DE RETENCION

1.1 Generalidades.

El suelo es el material que el hombre siempre ha usado para su subsistencia, utilizándolo como refugio, como medio para cultivar vegetales, así también como medio de transporte de agua o de retención de la misma.

De esta manera, el estudio del suelo, adquiere una gran importancia con el propósito de llegar a una mejor comprensión de su comportamiento frente a las diferentes exigencias para las que se le requiera, puesto que es un material que es abundante y de fácil obtención, presentándose diferentes propiedades y relaciones determinadas en los laboratorios de materiales, con el propósito de definir el material adecuado así como su óptimo comportamiento en la estructura hidráulica para la que es requerido.

1.2 Clasificación del suelo.

1.2.1 Definición de suelo.

El suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partes sólidas) junto con el líquido y gases que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas ⁽¹⁾. Luego, el suelo es transportado de su lugar de origen por el viento, agua o hielo, así como también este proceso está bajo la influencia de los seres vivos, formando con el tiempo diferentes capas más o menos horizontales denominadas Estratos.

1.2.2 Clasificación de suelos.

La clasificación de los suelos es la agrupación de éstos con características semejantes, con el propósito de estimar en forma fácil las propiedades de un suelo dado, por comparación con otros del mismo tipo, cuyas características se conocen.

⁽¹⁾Apuntes del curso de Mecánica de Suelos, UDEP.

Para cumplir este fin, es necesario disponer de métodos para identificar los suelos y clasificarlos en categorías o grupos que tengan propiedades técnicas características. La clasificación permite a los ingenieros en los gabinetes de proyecto y a los encargados de l trabajo de campo hablar el mismo idioma, facilitando así el intercambio de datos y experiencias.

Existen diferentes métodos para la clasificación de suelos, se pueden nombrar los siguientes:

1.2.2.1 Clasificación basada en la granulometría.

Las clasificaciones de suelos basadas en las características granulométricas tienen amplio uso, especialmente para descripciones generales o preliminares. En estos tipos de clasificación se acostumbra a asignarles nombres de suelos, tal como "limo" o "arcilla", a las diferentes fracciones granulométricas dependiendo del tamaño de partícula.

1.2.2.2 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Este sistema, que es especialmente aplicable al proyecto y construcción de presas, toma en cuenta las propiedades técnicas de los suelos, es descriptivo y fácil de asociar a suelos reales, y tiene la flexibilidad necesaria para adaptarse al campo y al laboratorio.

El sistema se basa en el tamaño de las partículas, las proporciones de diferentes tamaños y las características de los granos muy finos.

1.2.2.3 El sistema AASHTO (The American Association of State Highway and Transportation Officials).

El Departamento de Caminos Públicos de USA (Bureau of Public Roads) introdujo en 1929 uno de los primeros sistemas de clasificación, para evaluar los suelos sobre los cuales se construían las carreteras. En 1945 fue modificado y a partir de entonces se le conoce como Sistema AASHO y recientemente AASHTO.

Este sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en siete grupos, basado en las determinaciones de laboratorio de granulometría, límite líquido e índice de plasticidad. La evaluación en cada grupo se hace mediante un "índice de grupo", el cual se calcula mediante una fórmula empírica.

1.3 Propiedades y composición de los suelos.

1.3.1 Granulometría y Textura.

- **Granulometría:** La granulometría es la distribución de los tamaños de las partículas de un agregado tal como se determina por el análisis de tamices (norma ASTM C 136). El tamaño de partícula del agregado es hallado por medio de tamices de malla de alambre con aberturas cuadradas normalizadas según las normas ASTM, los cuales son agitados

mecánicamente anotándose los pesos que retiene cada tamiz, para luego graficar la curva granulométrica que permite clasificar el suelo.

De manera que se denomina a agregado grueso al material retenido por el tamiz de 2.36 mm (No. 8) y a agregado fino al material que pasa por dicho tamiz. ⁽²⁾

Según el sistema SUCS, se le denomina suelos de grano grueso a las gravas y arenas naturales con menos del 50% que pasa a través del tamiz No 200, el símbolo de este grupo está dado por los prefijos G (gravas) y S (arenas). Los suelos de grano fino son aquellos con más de 50% que pasan a través del tamiz No 200. Los símbolos del grupo comprenden el prefijo M cuando son limos inorgánicos, C para arcillas inorgánicas y O para limos orgánicos y arcillas orgánicas. El símbolo PT es usado para turba, estiércol y otro suelo altamente orgánico. Otros símbolos usados en esta clasificación son: W – bien graduado, P – pobremente graduado, L – baja plasticidad ($LL < 50$), H – alta plasticidad ($LL > 50$) ⁽¹⁾.

Los parámetros que se pueden obtener de la curva granulométrica son: Tamaño efectivo (D_{10}), Coeficiente de uniformidad (C_u), Coeficiente de curvatura (C_c) y Coeficiente de permeabilidad (K). ⁽³⁾ :

- Textura: El termino textura se refiere al grado de fineza y uniformidad y se describe por medio de términos tales como: harinoso, suave, arenoso, áspero, etc. Según cual sea la sensación que produce al tacto.

1.3.2 Tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad.

- Tamaño efectivo (D_{10}): Que representa el tamaño de la partícula tal, que el 10% del suelo es más fino. El tamaño efectivo indica un límite inferior razonable para indicar los tamaños de partículas presentes en el suelo. Por ejemplo, si el $D_{10} = 0.6$ mm, entonces se sabe que muy pocos granos del suelo estarán comprendidos en el rango de limo o arcilla, y que el suelo es una arena, una grava o más grueso.
- Coeficiente de uniformidad (C_u): Representa una idea sobre la distribución de los tamaños de partículas, si el coeficiente de uniformidad es grande, es probable que el suelo sea bien graduado, que significa que el suelo es relativamente incompresible y resistente. El sistema SUCS define que una arena debe tener $C_u > 6$ para ser bien graduada, mientras que para una grava el $C_u > 4$.

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad (1.1)$$

Entre los otros coeficientes que podemos encontrar directamente de la curva granulométrica tenemos:

⁽²⁾ Apuntes del curso de Tecnología del Concreto, UDEP.

⁽³⁾ Alva Hurtado Jorge E, 1985.

- Coeficiente de curvatura (Cc): Para evitar una granulometría con vacíos se define el Cc, tomando un punto central de la curva granulométrica D_{30} . El Cc debe estar entre 1 y 3, para evitar la granulometría con vacíos.

$$Cc = (D_{30})^2 / D_{60} * D_{10} \quad (1.2)$$

-Coeficiente de permeabilidad (k): Se define usando la fórmula de Hazen, la cual es:

$$k = C*(D_{10})^2 \quad (1.3)$$

donde, k (cm/s), C entre 1 y 1.5, D_{10} entre 0.1 y 3mm.

1.3.3 Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos. ⁽¹⁾

En existencia natural, los suelos son sistemas compuestos de tres fases: sólido, agua y aire, así el volumen total de una muestra de suelo dado puede ser expresado como:

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \quad (1.4)$$

donde:

V_s = volumen de sólidos del suelo.

V_v = volumen de vacíos.

V_w = volumen de agua en los vacíos.

V_a = volumen de aire en los vacíos.

Suponiendo que el peso del aire es insignificante, el peso total de la muestra puede ser expresado por:

$$W = W_s + W_w \quad (1.5)$$

donde:

W_s = peso de los sólidos del suelo.

W_w = peso del agua.

Las relaciones de volumen comúnmente usadas para las tres fases de un suelo son :

- La relación de vacíos (e): Es la relación entre el volumen de los vacíos y el volumen de los sólidos.

$$e = V_v / V_s \quad (1.6)$$

- La porosidad (n): Esta definida como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total.

$$n = V_v / V \quad (1.7)$$

otra ecuación que relaciona la relación de vacíos y la porosidad es:

$$n = (e) / (1 + e) \quad (1.8)$$

- El grado de saturación: Está definido como la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos.

$$S = V_w / V_v \quad (1.9)$$

- Contenido de humedad (w): También conocido como el contenido de agua y se define como la relación de la masa de agua entre la masa de los sólidos en un volumen de suelo dado.

$$w = W_w / W_s \quad (1.10)$$

- Peso unitario (γ): Es el peso del suelo por unidad de volumen.

$$\gamma = W / V \quad (1.11)$$

- Peso unitario seco (γ_d): Es el peso por unidad de volumen del suelo excluyendo el agua.

$$\gamma_d = W_s / V \quad (1.12)$$

además también se tiene una expresión que relaciona este peso unitario seco con la gravedad específica del agregado (G_s) y la relación de vacíos, la cual es:

$$\gamma_d = (G_s \gamma_w) / (1 + e) \quad (1.13)$$

donde: γ_w = peso unitario del agua.

- Densidad del suelo (ρ): Definida como la relación entre la masa del suelo y su volumen, también se puede expresar en términos de densidad seca (ρ_d), con la variación en la masa del suelo, que se presenta como la masa seca del mismo.

$$\rho = m / v \quad (1.14)$$

$$\rho_d = m_s / v \quad (1.15)$$

1.3.4 Resistencia a esfuerzos cortantes.

1.3.4.1 Resistencia al corte en suelos no cohesivos. ⁽⁴⁾

Las características de corte de las arenas y de los limos orgánicos, al menos que el suelo sea excepcionalmente suelto, pueden representarse bastante bien con la ecuación.

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (1.16)$$

donde: ϕ = ángulo de fricción interna.

En suelos saturados, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de agua en los poros, es decir:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.17)$$

donde: σ' = esfuerzo efectivo, u = presión de agua en los poros.
Entonces la ecuación (14) puede ser reescrita como:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi = \sigma' \operatorname{tg} \phi \quad (1.18)$$

Los depósitos naturales de arena y de limo pueden encontrarse en cualquier estado intermedio comprendido entre el suelto y el denso. Dependiendo principalmente de la densidad relativa, el valor de ϕ varía entre extremos bastante amplios. La distribución granulométrica y la forma de los granos también influyen sobre el valor de ϕ . Valores del ángulo de fricción interna se presentan en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Ángulos de fricción para diferentes suelos. ⁽⁴⁾

Suelo	ϕ suelto	ϕ denso
Limo	27° - 30°	30° - 36°
Arena limosa	27° - 33°	30° - 35°
Arena uniforme	28°	34°
Suelo redondeado uniforme	30°	37°
Suelo redondeado bien gradado	34°	40°
Arena bien gradada	33°	45°
Grava arenosa	35°	50°
Suelo anguloso uniforme	35°	43°
Suelo anguloso bien gradado	39°	45°

Como la mayor parte de la resistencia al corte proviene de la trabazón entre granos, los valores de ϕ no se diferencian apreciablemente para el suelo seco o húmedo.

⁽⁴⁾ Terzaghi Karl y Ralph Peck, 1973.

Cuando el esfuerzo normal aumenta de unos 5 a unos 50 Kg/cm², los valores de ϕ disminuyen gradualmente en unos 10°. Esta disminución va asociada con un aumento del porcentaje de granos que rompen por aplastamiento a medida que se aproxima el estado de rotura.

Si la arena o el limo están en la relación de vacíos crítica, o sea, cuando la relación de vacíos para grandes deformaciones es idéntica a la que existía antes de la aplicación de la diferencia de tensión axial, la presión de poros y por consiguiente la resistencia al corte, permanecen prácticamente constantes. Por lo tanto, cuando existen condiciones que tornan posible la aplicación rápida de una tensión de corte, para evitar una reducción de resistencia, se considera comúnmente aconsejable compactar los terraplenes de arena o de limo hasta una relación de vacíos menor que el valor crítico. Teniendo en cuenta que la relación de vacíos crítica disminuye algo con el aumento de la presión de confinamiento, por lo tanto se necesita una mayor compactación para alcanzar este propósito.

1.3.4.2 Resistencia al corte en suelos cohesivos ⁽⁴⁾.

Considerando en los suelos cohesivos a las arcillas inicialmente normalmente consolidadas de baja o moderada sensibilidad, donde se agrega el valor de la cohesión c , en la ecuación (1.16), queda de la siguiente manera:

$$\tau = c + \sigma' \operatorname{tg} \phi \quad (1.19)$$

donde los valores de c se consideran mayores a cero y el valor para ϕ para estos materiales, amasados o en estado inalterado, está relacionado con el índice de plasticidad. Se pueden estimar valores aproximados con la ayuda de la figura 1.1, a pesar de que la figura presentada no es de validez general y debe, por tanto, ser usada con precaución.

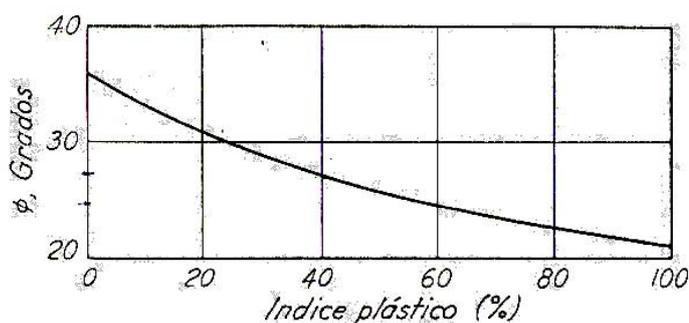


Figura 1.1 Relación entre ϕ y el I.P para arcillas de sensibilidad mediana a baja. ⁽⁴⁾

En condiciones corrientes de la práctica, la baja permeabilidad de las arcillas retarda mucho el drenaje y, como consecuencia, la presión de poros asociada con las fuerzas que tienden a romper el material pueden no llegar a disiparse con rapidez.

1.3.5 Capilaridad. ⁽⁴⁾

Los vacíos continuos de los suelos y de la mayoría de los materiales porosos tienen ancho variable y se comunican entre sí en toda dirección constituyendo un enrejado de vacíos. Si este enrejado es invadido desde abajo por el agua, su parte inferior se satura completamente. En la parte superior, el agua sólo ocupa los vacíos más pequeños, pues los mayores permanecen llenos de aire.

La ascensión del agua a los vacíos de una arena seca por efecto capilar puede demostrarse en el laboratorio con el ensayo indicado en la figura 1.2 (a), el cual se desarrolla de la siguiente manera, se vierte arena en un tubo vertical con malla perforada en el fondo, y luego se coloca este fondo en contacto con el agua. Por ascensión capilar, parte de la arena se satura y adquiere un color oscuro. Hasta una altura h_{cc} por encima del nivel del agua la arena se halla completamente saturada, entre h_{cc} y h_c está parcialmente saturada, en la forma que lo indica la figura 1.2 (b). La altura h_c se llama altura de ascensión capilar. La curva de la figura 1.2 (c) indica la velocidad con la que la superficie de la zona húmeda se acerca a la posición de equilibrio correspondiente a la altura h_c .

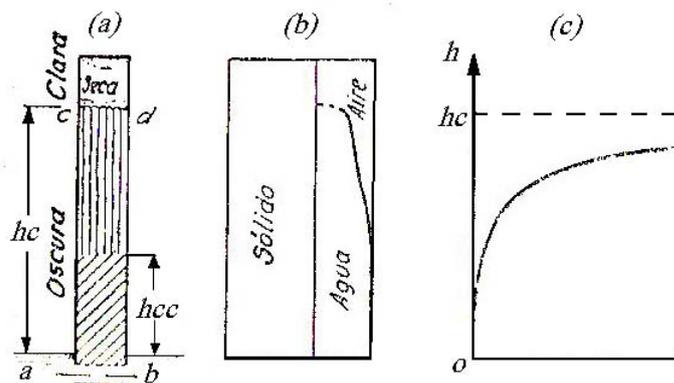


Figura 1.2 Ascensión capilar del agua en arena seca. ⁽⁴⁾

A medida que disminuye el tamaño efectivo, también lo hace el tamaño de los vacíos y aumenta la ascensión capilar. La altura h_c (en centímetros) es aproximadamente igual a:

$$h_c = C / e * D_{10} \quad (1.20)$$

donde: e = relación de vacíos, D_{10} = tamaño efectivo, C = constante empírica que depende de la forma de los granos y de las impurezas superficiales. Su valor varía entre 0.1 y 0.5 cm^2 .

Debe tenerse en cuenta que la permeabilidad disminuye cuando decrece el tamaño efectivo y esto reduce la velocidad de ascensión capilar, de modo que la altura a que asciende el agua en un tiempo determinado, por ejemplo 24 horas, adquiere su máximo valor para un tamaño de grano intermedio.

1.4 Flujo de agua en el suelo.

1.4.1 Permeabilidad del suelo.

1.4.1.1 Definición. ⁽⁵⁾

Los espacios vacíos en la masa del suelo constituyen galerías por los que el agua se puede mover. Estos caminos son de tamaño variable y las trayectorias son curvas e interconectadas, además se considera un gran número de ellas actuando en conjunto. Teniendo en cuenta que se puede determinar el promedio de la filtración para la masa del suelo lo que representará una propiedad del suelo.

Al movimiento del agua se le llama filtración y su medida se llama permeabilidad. Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos, tales vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas, y en todos los materiales de construcción no metálicos, comprendidos el granito y la pasta de cemento, por lo tanto dichos materiales son permeables, siendo unos más permeables que otros. ⁽⁴⁾

El concepto generalizado y erróneo de que la arcilla compacta y el hormigón denso son impermeables, se debe a que la cantidad de agua que se escurre a través del material es tan pequeña que, por ejemplo, en el caso de superficies expuestas al aire, el agua se evapora rápidamente aunque la atmósfera es tempestuosa, resultando que la superficie tenga un aspecto de estar seca. ⁽⁴⁾

1.4.1.2 Coeficiente de permeabilidad.

Se define como el factor que relaciona la permeabilidad a las condiciones unitarias, es decir representa la descarga a través del área unitaria con la pendiente hidráulica unitaria. ⁽⁵⁾

El coeficiente de permeabilidad tiene las mismas unidades que la velocidad, es mayormente usado por ingenieros geotécnicos y geólogos, estos últimos expresan el mismo concepto como conductividad hidráulica. ⁽¹⁾

Cuando se usan unidades inglesas el coeficiente de permeabilidad está generalmente en ft/min o ft/día, en unidades del Sistema Internacional el coeficiente de permeabilidad de suelos se expresa como cm/seg y la descarga en cm^3 . ⁽¹⁾

El coeficiente de permeabilidad de los depósitos de suelos naturales varía de 300 mil metros a 0.0003 metros por año. En muchos depósitos de suelo la permeabilidad en una dirección paralela a los planos de estratificación puede ser 100 o hasta 1000 veces mayor que la permeabilidad en dirección perpendicular a los mismos planos. ⁽⁵⁾

⁽⁵⁾ Bureau of Reclamation, 1987.

La permeabilidad en algunos suelos es muy sensible a los pequeños cambios de densidad, proporción de agua, y otros factores de los cuales depende, por lo que un valor numérico de k debe considerarse únicamente como un orden de magnitud. ⁽⁵⁾

1.4.1.3 Factores que influyen en el coeficiente de permeabilidad.

El coeficiente de permeabilidad de los suelos es dependiente de diversos factores tales como: viscosidad del fluido, temperatura, distribución del tamaño de poros, distribución del tamaño de granos, relación de vacíos, rugosidad de las partículas minerales y el grado de saturación del suelo. ⁽¹⁾

Las fuerzas de superficie de los granos terminan principalmente la fuerza de atracción entre las moléculas del fluido y las partículas de suelo; este fenómeno determina en gran medida la velocidad de humectación de un suelo, la porosidad y la relación de vacíos, que son los principales parámetros con los que se ha relacionado el valor de la permeabilidad en las expresiones existentes para su determinación. Se piensa que la cantidad de vacíos que tenga un suelo determinara en gran parte el valor de su permeabilidad, sin embargo, la sinuosidad de los canales es un elemento importante, ya que un fluido circula con mayor rapidez por un canal uniforme que por uno que presente una alta sinuosidad, a pesar de que su tamaño o vacíos sean los mismos. ⁽⁶⁾

La permeabilidad también puede variar por la estructuración del suelo; la estratificación ocasiona que los valores de su permeabilidad sean diferentes en cada estrato, incluso si se trata del mismo suelo con diferente grado de compactación o humedad, la permeabilidad seguramente será diferente. ⁽⁶⁾

En las arcillas parte del agua adsorbida está fuertemente adherida a su superficie, de tal manera que se necesita un gradiente hidráulico alto para mover el agua de una partícula a otra, disminuyendo así el coeficiente de permeabilidad. ⁽⁶⁾

1.4.1.4 Métodos para determinar el coeficiente de permeabilidad.

Existen varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos. Se pueden dividir básicamente en dos grupos: los directos, que se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición del coeficiente de permeabilidad, y los indirectos, que proporcionan el valor del coeficiente de permeabilidad en forma secundaria, es decir, por medio de pruebas y técnicas diseñadas para otros fines.

⁽⁶⁾ Instituto Mexicano del Transporte, 2002.

- Directos:

- Ensayo de carga constante.⁽¹⁾

En este tipo de ensayo de laboratorio el abastecimiento de agua en la entrada es ajustado de forma tal, que la diferencia de carga entre la entrada y la salida permanezca constante del flujo, el agua es recogida en un frasco graduado luego de un tiempo determinado:

$$\hat{Q} = A * v * t \quad (1.21)$$

donde, \hat{Q} = volumen de agua recolectada, A = área de la sección transversal de la muestra de suelo, t = duración de recolección de agua.

Darcy definió la siguiente relación para la velocidad de descarga (v), la cual es la cantidad de agua fluyendo en unidades de tiempo a través de un corte seccional de área en ángulo recto a la dirección del flujo, la cual es:

$$v = k * i \quad (1.22)$$

donde, k = coeficiente de permeabilidad, i = gradiente hidráulico.

Teniendo en cuenta que la ecuación (1.21) se da para flujos de agua a través de arenas limpias en el que se presenta flujo laminar, y es aplicable para un amplio rango de suelos.

Sustituyendo la ecuación (1.22) en la ecuación (1.21), se tiene:

$$\hat{Q} = A(k*i)t \quad (1.23)$$

Pero, el gradiente hidráulico (i) está definido por:

$$i = h / L \quad (1.24)$$

donde, h = carga total, L = longitud de la muestra.

Sustituyendo la ecuación (1.24) en la ecuación (1.23), se tiene:

$$\hat{Q} = A(k*h)t / L \quad (1.25)$$

Despejando k , finalmente se tiene:

$$k = \hat{Q} * L / A * h * t \quad (1.26)$$

Con la ecuación (1.26) se puede hallar el valor de k , en el ensayo de permeabilidad de carga constante, la figura 1.3 muestra el esquema de l ensayo.

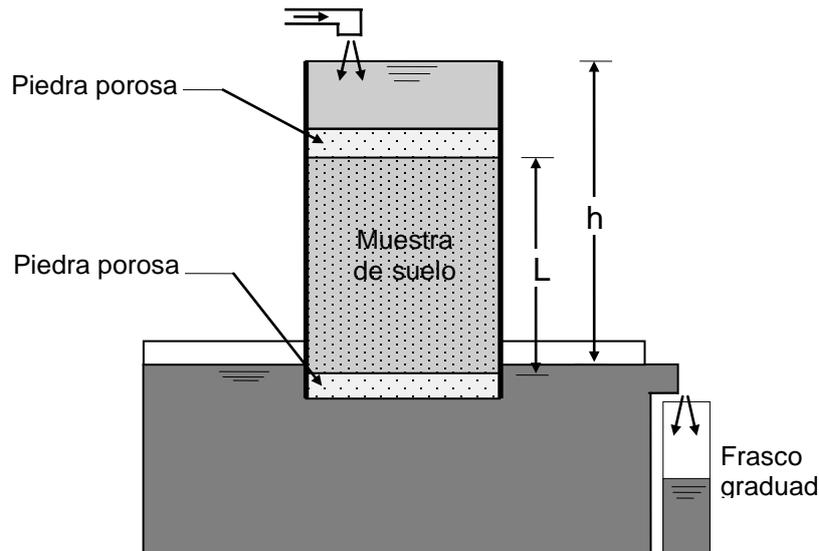


Figura 1.3 Ensayo de permeabilidad de carga

- Ensayo de carga variable.⁽¹⁾

Un arreglo típico de este ensayo es mostrado en la figura 1.4. Se deja fluir el agua a través del suelo desde un tubo vertical, la diferencia de carga inicial h_1 en el tiempo $t = 0$, es registrado y se permite fluir al agua a través de la muestra del suelo de tal forma que la diferencia de carga final en el tiempo $t = t_1$ es h_2 .

La velocidad del flujo del agua a través de la muestra puede ser dado por:

$$q = \frac{khAt}{L} = -a \frac{dh}{dt} \quad (1.27)$$

donde, q = tasa de flujo (caudal), a = área de la sección transversal del tubo vertical, A = área de la sección transversal de la muestra.

Reordenando la ecuación (1.27), resulta:

$$dt = \frac{aL}{Ak} \frac{(-dh)}{h} \quad (1.28)$$

La integración del lado izquierdo de la ecuación (1.28) con límites de tiempo de desde t hasta t_1 , mientras que el lado derecho con límites de diferencia de carga desde h_1 hasta h_2 da:

$$t = \frac{aL}{Ak} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (1.29)$$

$$k = 2.303 \frac{aL}{Ak} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (1.30)$$

El ensayo de carga variable es más apropiado en el caso de suelos granulares finos con permeabilidad baja, la figura 1.4 muestra el esquema del ensayo.

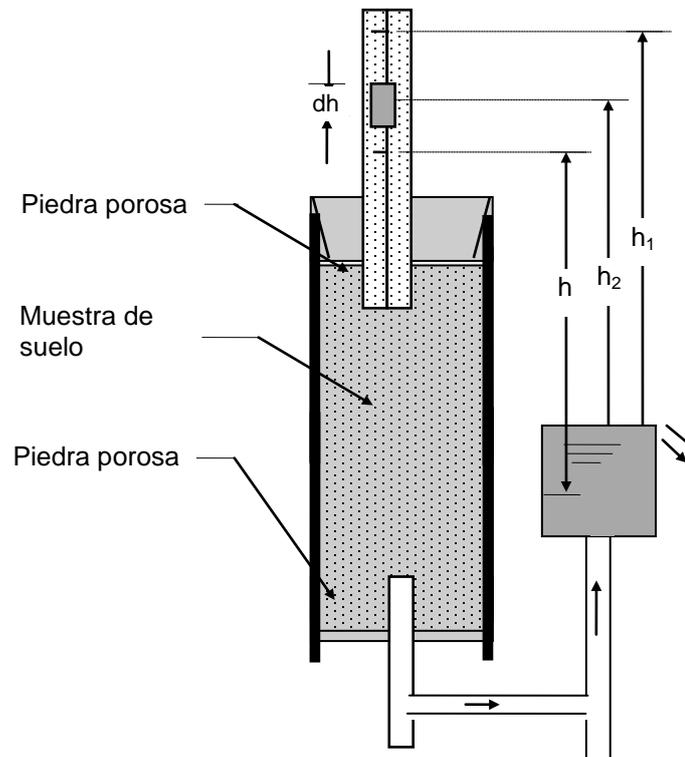


Figura 1.4 Ensayo de permeabilidad de carga variable. ⁽¹⁾

- Prueba directa en campo. ⁽⁶⁾

Estas pruebas consisten básicamente en la inspección de pozos sobre el terreno cuya permeabilidad se desea conocer. Dichas pruebas son muy usadas en la hidrología de captaciones, proporcionando un valor de la permeabilidad media de la estratificación y estudio. Los métodos existentes para este tipo de pruebas fundamentan su teoría en la observación de los abatimientos de líquido en el pozo en un tiempo determinado, y el abatimiento puede ser por bombeo en estratos inferiores al nivel freático o por infiltración del líquido en suelos no saturados.

- Indirectos:

- Cálculo a partir de la curva granulométrica. ⁽¹⁾

Para arenas ampliamente uniformes, esto es, con coeficiente de uniformidad pequeño, Hazen (1930) propuso en la siguiente relación:

$$k = c (D_{10})^2 \quad (1.31)$$

donde, c = constante que varía de 1.0 a 1.5 y D_{10} = tamaño efectivo.

- Cálculo a partir de la relación de vacíos. ⁽¹⁾

Casagrande propuso una expresión para el coeficiente de permeabilidad en arenas limpias finas a medianas, la cual es:

$$k = 1.4 (e^2) k_{0.85} \quad (1.32)$$

donde, k = coeficiente de permeabilidad para una relación de vacíos e , $k_{0.85}$ = valor correspondiente para la relación de vacíos de 0.85.

- Cálculo a partir del tamaño efectivo y el coeficiente de uniformidad. ⁽¹⁾

Amer y A wad (1974) sugirieron que el cálculo del coeficiente de permeabilidad puede ser expresado en función del tamaño efectivo y el coeficiente de uniformidad de la arena, de la siguiente manera:

$$k = C_1 (e^3 / 1 + e) \quad (1.33)$$

$$C_1 = C_2 (D_{10})^{2.32} (Cu)^{0.6} \quad (1.34)$$

Donde, D_{10} = tamaño efectivo, Cu = coeficiente de uniformidad y C_2 = constante.

- Cálculo para arcillas normalmente consolidadas. ⁽¹⁾

Samarasinghe, Huang y Drnevich (1982), propusieron que el coeficiente de permeabilidad para arcillas normalmente consolidadas puede ser expresado por la ecuación siguiente:

$$k = C_3 (e^n / 1 + e) \quad (1.35)$$

donde, C_3 y n = constantes a ser determinadas experimentalmente.

La ecuación (1.35) también puede ser escrita de la siguiente manera:

$$\text{Log} (k(1 + e)) = \text{Log} C_3 + n (\text{log} e) \quad (1.36)$$

De aquí para cualquier arcilla dada, si la variación de k con la relación de vacíos e , es conocida, puede graficarse $k(1 + e)$ vs. e , en escala doble y logarítmica para determinar los valores de C_3 y n , como se muestra en la figura 1.5.

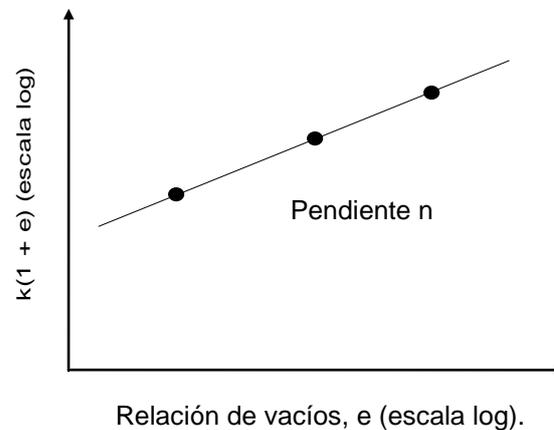


Figura 1.5 Naturaleza de variación de $\log[k(1 + e)]$ vs. $\log e$ para arcillas normalmente consolidadas. ⁽¹⁾

A continuación, en la tabla 1.2, se muestran algunos valores típicos del coeficiente de permeabilidad.

Tabla 1.2 Valores típicos del coeficiente de permeabilidad. ⁽⁴⁾

Material	K (cm/s)	Condición de permeabilidad
Grava gruesa	> 1	Muy permeable
Arena, arena fina	$1 - 10^{-3}$	Moderadamente permeable
Arena limosa, arena sucia	$10^{-3} - 10^{-5}$	Poco permeable
Limo, arenisca fina	$10^{-5} - 10^{-7}$	Muy poco permeable
Arcilla	$< 10^{-7}$	Impermeable

1.4.2 Ley de Darcy.

El flujo de agua a través de los medios porosos es gobernado por lo que es conocido como la Ley de Darcy: “El caudal o gasto que pasa a través de un medio poroso es proporcional a la pérdida de carga (altura) e inversamente proporcional a la longitud de la trayectoria del flujo”.

La Ley de Darcy puede expresarse matemáticamente como:

$$Q = A * k * \frac{\Delta h}{\Delta L} \quad (1.37)$$

donde, Q = flujo o gasto, A = sección recta por la que pasa el flujo, k = coeficiente de permeabilidad, Δh = pérdida de carga (altura), ΔL = longitud de la trayectoria del flujo.

Una forma más usual de la Ley de Darcy, en términos de la velocidad de flujo, donde la velocidad se da como $v = Q/A$ y reemplazando este término en la ecuación (1.37) se tiene:

$$v = k * \frac{\Delta h}{\Delta L} \quad (1.38)$$

Donde la proporción $\Delta h/\Delta L$, se llama “gradiente hidráulico” es análogo a una pendiente y es adimensional, el coeficiente de permeabilidad k debe tener las dimensiones de velocidad para ser válido. El coeficiente k varía según los materiales y es determinado por diferentes métodos ya descritos anteriormente. En la figura 1.6 se presenta el esquema de la ley de Darcy.

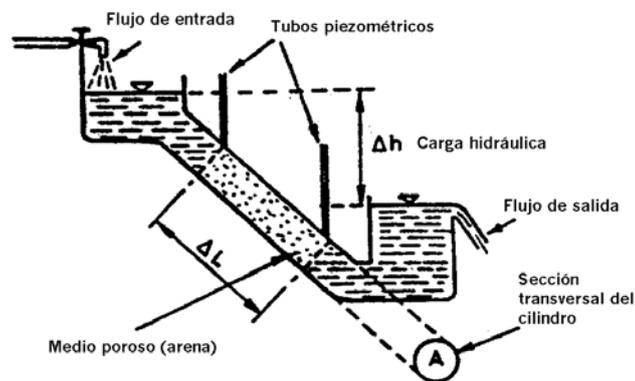


Figura 1.6 Esquema de la ley de Darcy.

Fuente: Armfield technical education Co –Ltda, Manual de instrucción del Tanque de drenaje y filtración.

La ley de Darcy es una ley macroscópica que representa el comportamiento de un número elevado de poros ante un flujo laminar, es decir, que cada partícula de agua se mueve en forma suave, ordenada y paralela a cualquier otra en la dirección del flujo del agua. Las pérdidas de energía son proporcionales a la velocidad y tiene lugar a bajas velocidades, en conductos pequeños y es característica de los suelos, concluyendo que la turbulencia no es congruente con la ley de Darcy, por lo que no

es aplicable en gravas, es decir, es aplicable en materiales finos y arenas cuyos gradientes hidráulicos estén entre: $i < 0.4$ en arenas densas $i < 0.2$ en arenas sueltas.

1.4.3 Idealización del flujo de suelos. ⁽⁷⁾

Físicamente, todos los sistemas de flujo se dan en tres dimensiones, sin embargo, en muchos problemas las características del movimiento del agua en el suelo son esencialmente planares, con el mismo inicio del movimiento substancialmente en planos paralelos.

Debido a estas dificultades, se necesita considerar solamente el flujo de dos dimensiones, con el objeto de hacer más simple el trabajo de resolver los problemas que se presenten. Afortunadamente, en la ingeniería civil la mayoría de estos problemas están dentro de esta categoría.

Considerando un flujo permanente que se obtiene cuando el suelo está saturado, existe un gradiente hidráulico sin cambio, una masa de suelo constante (homogéneo) y la velocidad del flujo también es constante. Se define la existencia de potencial en un flujo, como: $Q = kh$, que constituye la infiltración a través de medios permeables en el que dominan la acción viscosa y la irrotacionalidad. La figura 1.7 presenta el esquema del flujo que ocurre a través de una muestra de suelo porosa, entre dos depósitos a superficie libre. Se define un plano de referencia (P.R), y en un punto 1 cualquiera sobre una línea de corriente, se tiene una carga de elevación o posición y_1 y una carga de presión p_1/γ , esto es, la energía $h_1 = y_1 + p_1/\gamma$ (1.39). Al pasar al punto 2 se tendrá, ahora $h_2 = y_2 + p_2/\gamma$.

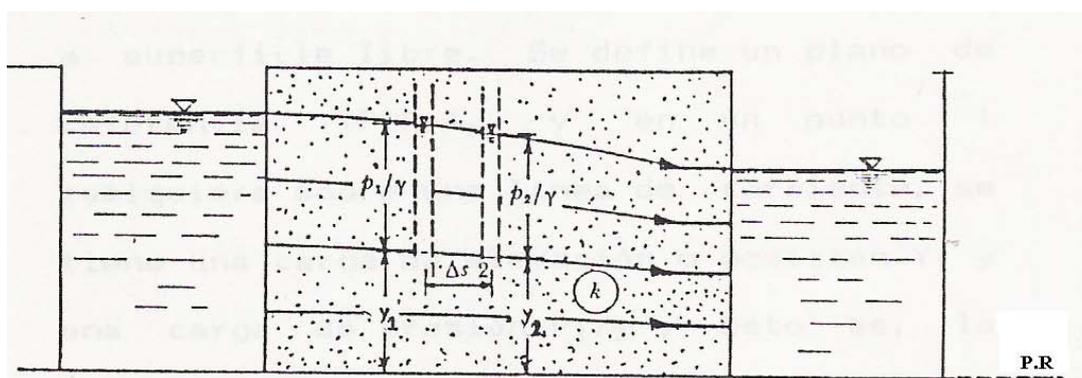


Figura 1.7 Flujo a través de un medio poroso. ⁽⁷⁾

⁽⁷⁾Harr Milton E, 1962.

La velocidad media con que se mueve el fluido de 1 a 2, está dada por la ley de Darcy, de la siguiente forma:

$$v = -k * \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad (1.40)$$

donde, v = velocidad con que fluye el agua, $\Delta h = h_1 - h_2$, k = coeficiente de permeabilidad, Δs = distancia recorrida de 1 a 2. El signo negativo de la ecuación (1.40) se debe a que h decrece al aumentar s . Si se define la porosidad del medio, n , como la relación del volumen de vacíos al volumen total (sólidos y vacíos), la velocidad efectiva del fluido a través de los poros es:

$$v_s = v / n \quad (1.41)$$

Ante esto, el cálculo del flujo de agua subterránea es generalmente hecho mediante el uso de gráficas llamadas redes de flujo. El concepto de la red de flujo está basado en la ecuación de continuidad de Laplace, la cual describe las condiciones de flujo permanente para un punto dado en la masa del suelo.

Para derivar la ecuación diferencial de continuidad de Laplace se toma una fila única de tabla estacas que han sido hincadas hacia un estrato de suelo permeable como se muestra en la figura 1.8. La fila de tabla estacas se asumen impermeables. El estado de flujo permanente desde el lado aguas arriba hacia el lado aguas abajo a través del estrato permeable, es un flujo bidimensional. Para el flujo en el punto A, se considera un bloque de suelo elemental. El bloque tiene dimensiones dx , dy , dz (La longitud dy es perpendicular al plano del papel) y éste es mostrado en una escala ampliada en la figura 1.9. Sean v_x y v_z las componentes de la velocidad de descarga en las direcciones horizontal y vertical. ⁽¹⁾

La tasa de flujo de agua que ingresa al bloque elemental en la dirección horizontal es igual $v_x dz dy$ y en la dirección vertical es $v_z dx dy$.

Los caudales de salida del bloque en las direcciones vertical y horizontal son:

$$\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz \cdot dy$$

y

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy$$

Asumiendo que el agua es incompresible y que no hay cambio de volumen en la masa de suelo, el incremento total de caudal de entrada debería ser igual al caudal de salida. Por tanto:

$$\left[\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz \cdot dy + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy \right] - [v_x \cdot dz \cdot dy + v_z \cdot dx \cdot dy] = 0$$

ó

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \tag{1.42}$$

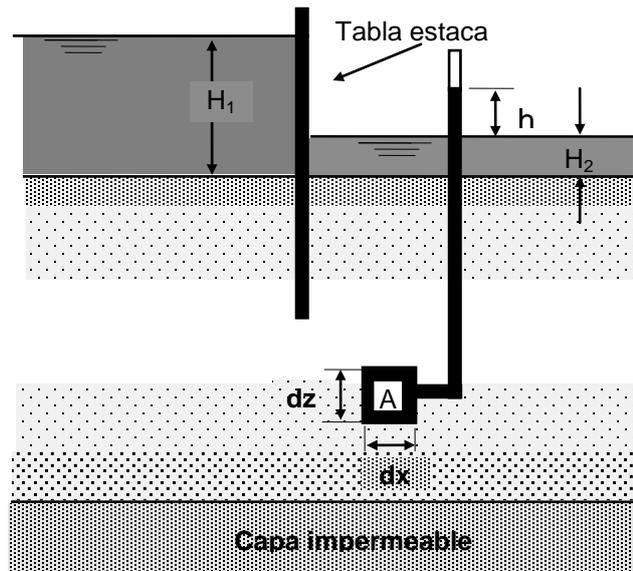


Figura 1.8 Esquema referencial para la ecuación de continuidad. ⁽¹⁾

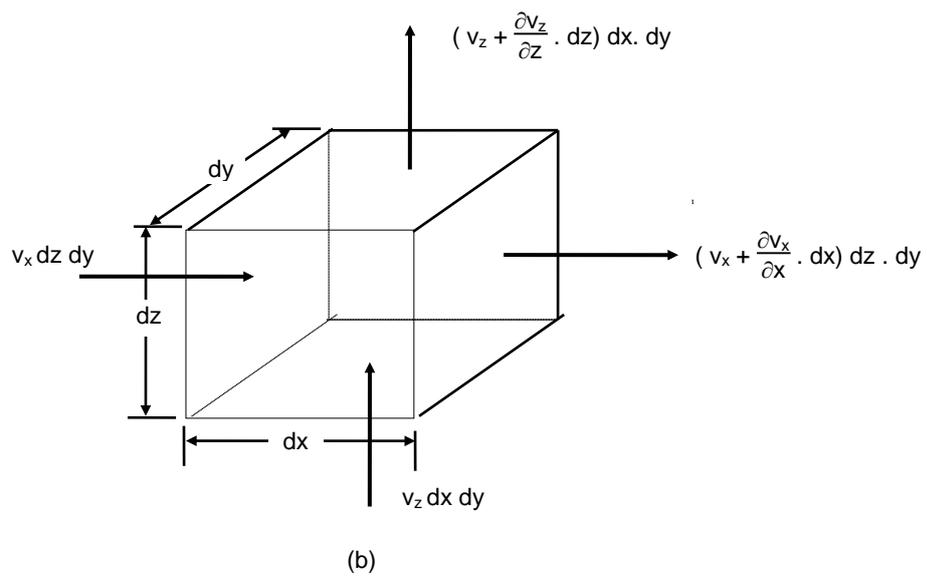


Figura 1.9 Bloque de suelo elemental. ⁽¹⁾

Usando la ley de Darcy, la velocidad de descarga puede ser expresada como:

$$v_x = k_x i_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1.43)$$

y

$$v_z = k_z i_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (1.44)$$

Donde k_x y k_z son los coeficientes de permeabilidad en la dirección vertical y horizontal respectivamente.

Citando la ecuación 1.42 se tiene y reemplazando los valores de v_x y v_z

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (1.42) \quad \text{y} \quad v_x, v_z$$

entonces:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1.45)$$

Si el suelo es isotrópico con respecto a los coeficientes de permeabilidad, esto es $K_x = K_z$, la ecuación precedente de continuidad para un flujo bidimensional se simplifica a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1.46)$$

Siendo esta la ecuación física de Laplace que indica la pérdida de energía en un medio resistivo y representa dos grupos de curvas que se interceptan en ángulo recto en un mismo plano. Uno de los grupos de curvas se llama líneas de flujo y el otro grupo son las líneas equipotenciales y en conjunto forman la red de flujo.

1.4.4 Redes de flujo.⁽¹⁾

Según la ecuación de continuidad (1.46) en un medio isotrópico representa 2 familias de curvas ortogonales, esto es, las líneas de flujo y las líneas equipotenciales. Una línea de flujo es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua puede viajar desde el lado aguas arriba a lado aguas abajo en el medio de suelo permeable. Una línea equipotencial es una línea a lo largo de la cual la carga potencial de todos los

puntos es la misma. Por lo tanto si colocamos piezómetros en diferentes puntos a lo largo de una línea equipotencial, la altura del agua que alcanzarán será la misma para todos ellos. La figura 1.10 muestra la definición de línea de flujo y línea equipotencial para flujo en un estrato permeable al rededor de una fila de tabla estacas, mostrado en la figura 1.8 (para $K_x=K_z=K$)

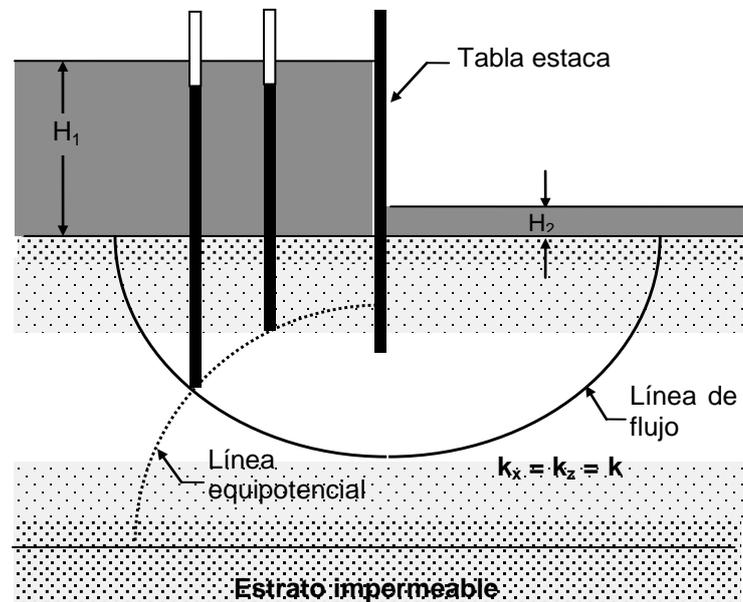


Figura 1.10 Esquema de línea de flujo y equipotencial. ⁽¹⁾

Una combinación de líneas de flujo y líneas equipotenciales se llama red de flujo. Como se mencionó en la sección precedente las redes de flujo se construyen para calcular el flujo de aguas subterráneas. Para completar la construcción gráfica de una red de flujo las líneas de flujo y las líneas equipotenciales son dibujadas en la siguiente forma:

1. Las líneas equipotenciales interceptan a las líneas de flujo en ángulos rectos.
2. Los elementos de flujo formados, son aproximadamente cuadrados.

La figura 1.11 es un ejemplo de una red de flujo completa. Otro ejemplo de una red de flujo es un estrato permeable isotrópico, está dado en la figura 1.12.

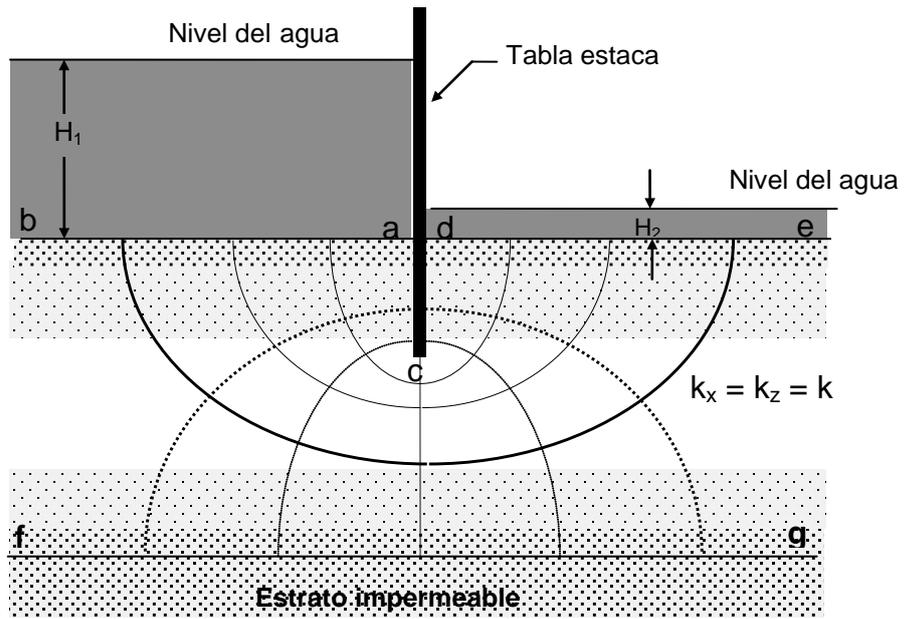


Figura 1.11 Esquema de una red de flujo. ⁽¹⁾

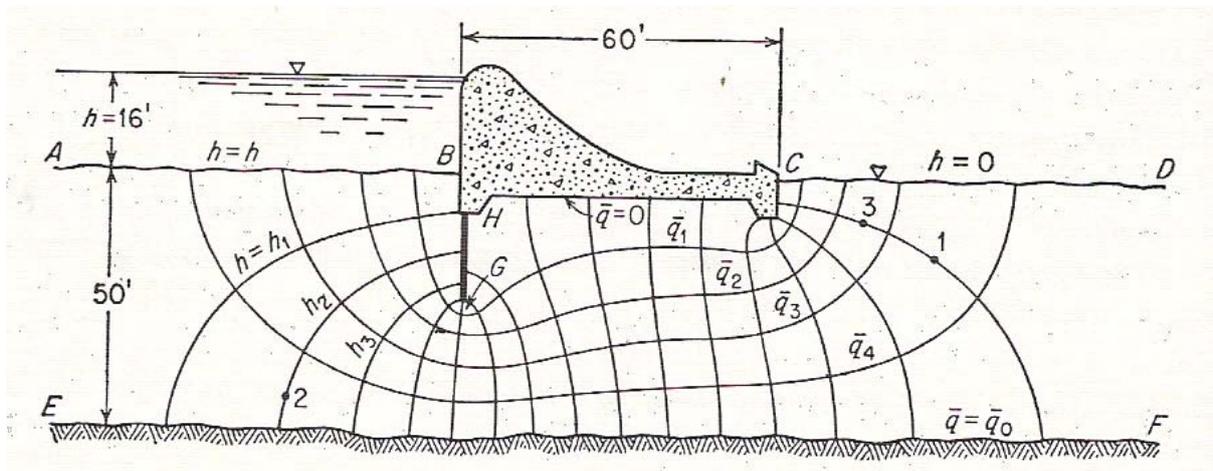


Figura 1.12 Red de flujo en una pr esa i mpermeable cimentada s obre m aterial permeable. ⁽⁷⁾

El dibujar una red de flujo siempre lleva varios intentos. Mientras se construye una red de flujo deben mantenerse en mente las condiciones de borde. Para la red de flujo mostrada en la figura 1.11 se aplican las siguientes condiciones de borde:

1. La superficie aguas arriba y aguas abajo del estrato permeable (líneas ab y de) son líneas equipotenciales.
2. Debido a que ab y de son líneas equipotenciales, todas las líneas de flujo las interceptan en ángulos rectos.
3. El límite de capa impermeable (línea fg) es una línea de flujo al igual que la superficie de la tabla estaca impermeable, línea acd.
4. Las líneas equipotenciales interceptan acd y fg en ángulos rectos.

CAPITULO II

FLUJO A TRAVES DE UNA PRESA DE TIERRA

2.1 Generalidades.

El flujo a través de medios porosos se da principalmente por una diferencia de energías dada por la carga o diferencia en el nivel del agua entre dos puntos, esto es lo que se da en una presa de tierra, lo cual nos dice que se tiene que analizar de una forma detallada los fenómenos que se presentan, principalmente en el tema de estabilidad así como las protecciones necesarias para evitar el colapso de una obra hidráulica de gran envergadura como son las presas.

2.2 Presas de tierra.

2.2.1 Definición. ⁽⁵⁾

Las presas de tierra constituyen el tipo de presas más común, esto se debe a que en su construcción intervienen materiales en su estado natural, que requieren el mínimo de tratamiento, resultando económico desde el punto de vista constructivo. Además, los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos.

El rápido avance de la ciencia de la mecánica de suelos, desde los tiempos remotos donde y a se construían este tipo de obra hidráulica (504 A.C.), ha dado como resultado el desarrollo de procedimientos de proyectos muy mejorados para las presas de tierra, dando como resultado presas de tierra de gran altura y capacidad.

El proyecto de una presa de tierra debe ajustarse a la realidad, teniendo en cuenta en primer lugar las condiciones del sitio donde va a ser construida junto con los materiales de construcción de la zona, y en segundo lugar que en muchos casos los proyectos son copiados de alguno que tuvo éxito pero en otra zona con condiciones totalmente diferentes, o ocasionando un mala concepción del proyecto, pudiendo provocar el colapso de la misma ya en funcionamiento, lo que ocasionaría un desastre en la zona.

2.2.2 Tipos.

En la presente tesis se analizarán las presas de tierra dentro del tipo compactado, donde se construye la principal parte del terraplén en capas sucesivas, compactadas mecánicamente de la siguiente manera: El material de los bancos de préstamo y el aprovechable de las excavaciones de las estructuras se utiliza en la construcción del terraplén, transportado al lugar de construcción para luego ser extendido y puesto en su óptima humedad con motoniveladoras, para formar capas de espesor reducido que luego se compactan mecánicamente por medio de rodillos uniéndose a las anteriores.

Los tipos de presa compactada con rodillo son las siguientes:

- Presas del tipo de diafragma:

En este tipo de sección el cuerpo del terraplén se construye de material permeable (arena, grava o roca) y se construye un diafragma delgado de material impermeable para que constituya la barrera hidráulica al terraplén.

La posición de este diafragma puede variar, desde estar ubicado sobre el talud aguas arriba, que es lo más usual, hasta en el núcleo del terraplén. Este diafragma puede ser de tierra, de concreto o de otro material. Un ejemplo se muestra en la figura 2.1., donde P representa el diafragma referido.

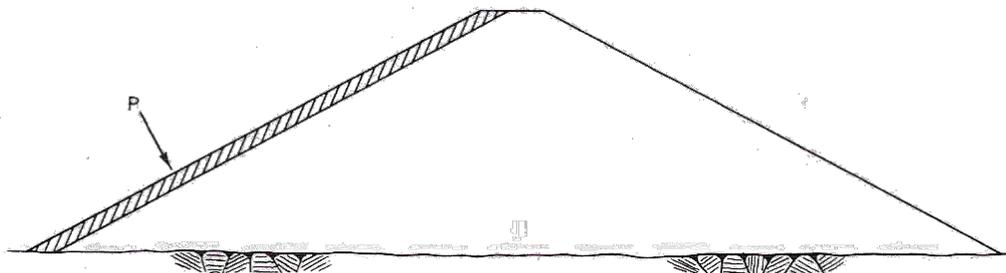


Figura 2.1 Diafragma externo en una presa de tierra. ⁽⁵⁾

Si la pantalla o núcleo es de tierra, se considera que es un “diafragma” si su espesor en sentido horizontal a cualquier altura es menor de 3 metros o menor que la distancia a la corona de la presa en ese punto. Si la zona de tierra impermeable es igual o excede a este espesor, se dice que es una presa de sección compuesta. En la figura 2.2 se presenta una presa con diafragma interno.

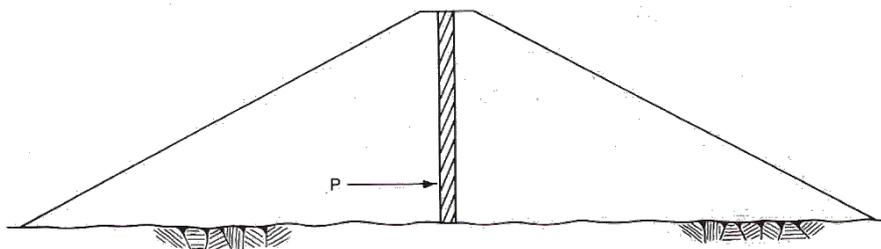


Figura 2.2 Diafragma interno en una presa de tierra. ⁽⁵⁾

A pesar que se han construido presas con diafragmas internos teniendo el éxito esperado, no se recomienda este tipo de construcción puesto que la construcción de presas con diafragmas internos, con los filtros necesarios requiere un mayor grado de precisión y control más riguroso del que es posible obtener en las presas pequeñas homogéneas.

Los diafragmas internos de material rígido como el concreto, tienen también la desventaja de no poder ser inspeccionados fácilmente o hacerles reparaciones de emergencia si se rompen debido a asentamientos de la presa o de su cimentación.

Las pantallas de tierra en el talud aguas arriba de una presa, no se recomiendan debido al gasto y la dificultad para construir filtros adecuados. Además, la pantalla de tierra debe protegerse de la erosión de las olas, quedando por lo tanto, enterrada sin ser fácilmente accesible para la inspección o reparación. Lo recomendable para presas pequeñas, si es que existe poca disponibilidad de material impermeable (arcillas, limos, etc.), es un diafragma de material manufacturado colocado sobre el talud aguas arriba, este diafragma puede ser: de concreto reforzado, de concreto asfáltico, placas de acero, tabloncillos de madera.

- Presas de material homogéneo:

Este tipo de presas están compuestas de un solo tipo de material (excluyendo la protección de los taludes). El material que constituye la presa debe ser suficientemente permeable para formar una barrera efectiva para el agua, y para estabilidad, los taludes deben ser relativamente tendidos. Las presas homogéneas son aplicables en las localidades en donde hay factibilidad para obtener suelo con poca variación en su permeabilidad y en donde los suelos de permeabilidades más bajas se pueden obtener sólo en pequeñas cantidades o los bancos de préstamo se encuentran lejos de la zona del proyecto, encareciendo sustancialmente el proyecto debido al acarreo de éstos.

Para evitar la licuación, se recomienda que el talud aguas arriba debe ser relativamente tendido, esto si se prueban rápidos de embalses de lva so después de un largo almacenamiento.

Respecto al talud aguas abajo, debe ser tendido para que sea suficientemente estable para resistir la licuación cuando se sature a un nivel elevado.

En una sección completamente homogénea es inevitable que las filtraciones emerjan en el talud aguas abajo, independientemente de la permeabilidad del suelo y del tipo de talud. Ante esto, resulta necesaria la aplicación de filtros de drenaje para este tipo de presas. En la figura 2.3 se muestra un tipo de filtro aplicado a una presa homogénea.

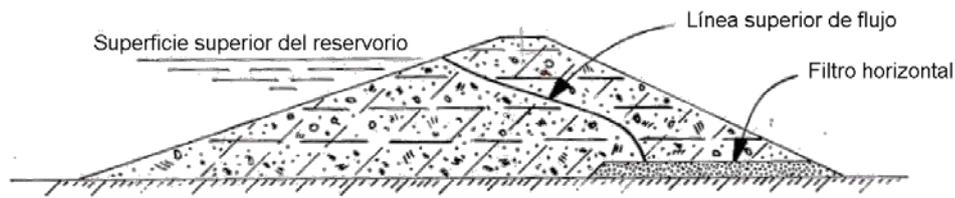


Figura 2.3 Filtro aguas abajo en una presa de tierra homogénea. ⁽⁵⁾

A pesar de que antiguamente eran muy comunes los proyectos de presas de sección de material homogéneo, ésta se ha venido reemplazando por una sección homogénea modificada, en la que pequeñas cantidades de materiales permeables cuidadosamente colocados, controlan las filtraciones permitiendo taludes mucho más inclinados, por lo tanto presas de mayor capacidad.

- Presas de tierra de sección compuesta.

Esta clase de sección constituye el tipo más común de presas de tierra compactadas, el cual consta de un núcleo central impermeable, de un ancho horizontal mayor a cualquier elevación no menor de 3 metros, confinado por zonas de materiales considerablemente más permeables. Las zonas permeables confinan, soportan y protegen el núcleo impermeable. La zona permeable aguas abajo actúa como dren para controlar el límite superior de filtración, además para un mayor control de las filtraciones transversales la sección debe tener, en lo posible, una permeabilidad creciente del centro o núcleo hacia los taludes.

Respecto a las zonas permeables pueden ser de arena, grava, roca o una mezcla de estos materiales, la anchura de la zona impermeable depende de su estabilidad, de las filtraciones que se puedan presentar así como también a los materiales disponibles en la zona.

La figura 2.4 muestra el detalle de una presa de sección compuesta, donde el núcleo central impermeable está señalado con el número 3, luego, los números 2 y 1 representan el confinamiento permeable de distintos materiales, del núcleo central.

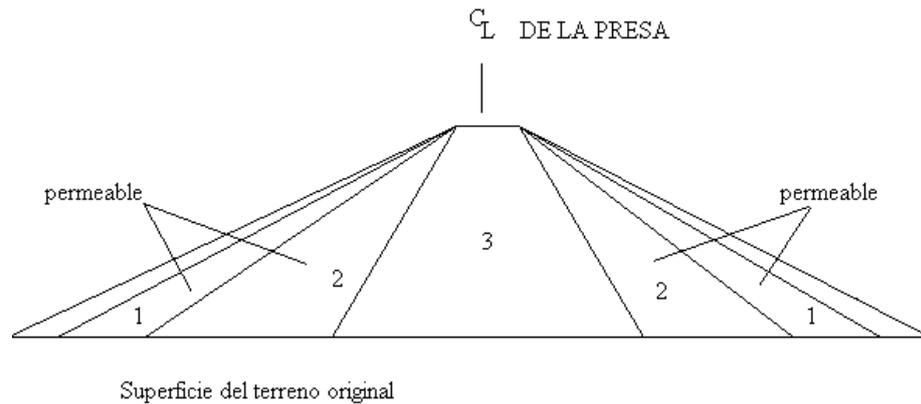


Figura 2.4 Detalle de sección de presa compuesta.

2.2.3 Características. ⁽⁸⁾

Dentro de las características de las presas de tierra se pueden ver las siguientes:

- Característica en el diseño.

El diseño de una presa de tierra, el cual consiste en desarrollar o formar un relleno, de permeabilidad suficientemente baja para el propósito de ser usado con los materiales disponibles y con un costo mínimo. Los bancos de préstamo para hacer el relleno generalmente deben estar cercanos al sitio de la construcción, debido al alto costo de los acarrees en camión.

Como la cantidad de relleno varía aproximadamente con el cuadrado de la altura, las presas de tierra de gran altura son raras.

El diseño estructural de la presa de tierra es un problema de mecánica de suelos, que involucra el conseguir la estabilidad del relleno y de la cimentación y tener una permeabilidad suficientemente baja. Hay poco daño con la filtración que se tenga en una presa de control de avenidas si la estabilidad del dique peligra, pero en una presa para conservación debe ser lo más impermeable posible.

⁽⁸⁾ Linsley Ray E, 1980.

- Altura de la presa. ⁽⁵⁾

La altura de una presa de tierra es la distancia desde la cimentación hasta la superficie del agua en el vaso cuando está descargando el vertedero a la capacidad de diseño, más una cantidad por borde libre para la marea de viento, olas y acción de la elevación.

Borde libre se define como la distancia vertical entre la corona del terraplén y la superficie del agua del vaso. El término más específico es “borde libre normal”, se define como la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el nivel normal del agua del vaso según se haya fijado en el proyecto.

El término “borde libre mínimo” se define como la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el nivel máximo del agua en el vaso que pudiera resultar cuando ocurriera la avenida de proyecto y las obras de toma y el vertedero de demasías funcionaran como se han proyectado.

El borde libre se proyecta para evitar el rebasamiento del terraplén por el efecto de las olas que puede coincidir con la ocurrencia de la avenida de proyecto. El borde libre mínimo proporciona también un factor de seguridad contra muchas contingencias, como el asentamiento mayor de las presas que las cantidades previstas, la ocurrencia de una avenida mayor que la de proyecto, o un mal funcionamiento de los controles del vertedor de demasías o de la obra de toma que produzcan un aumento en el nivel máximo de la superficie arriba del previsto.

La determinación racional del borde libre requiere la determinación de la altura y del efecto de las olas. La altura de las olas generadas por los vientos en un vaso depende de la velocidad de los mismos, de su duración, del fetch (que es la distancia sobre la que el viento puede actuar sobre una masa de agua y por consiguiente producir una ola), de la profundidad del agua y de la anchura del vaso. La altura de las olas, al aproximarse al talud aguas arriba de la presa puede alterarse por el aumento de profundidad del agua o por disminuir la anchura del vaso.

Para efectos prácticos el Bureau of Reclamation, recomienda para el borde libre igual a $h_p/10$, donde h_p es la altura de la presa.

En un informe de la American Society of Civil Engineers, se muestra la tabla 2.1, hecha como resumen de las fórmulas empíricas para la determinación de las alturas de las olas.

Tabla 2.1 Alturas de olas para diferentes fetch. ⁽⁵⁾

Fetch (Km)	Velocidad del viento (Km/h)	Altura de olas (m)
1.609	80.46	0.82
1.609	120.70	0.91
4.023	80.46	0.97
4.023	120.70	1.09
4.023	160.93	1.18
8.046	80.46	1.12
8.046	120.70	1.31
8.046	160.93	1.46
16.093	80.46	1.37
16.093	120.70	1.64
16.093	160.93	1.85

- Anchura de la corona. ⁽⁵⁾

La anchura de la corona depende de la naturaleza de los materiales para los terraplenes y de la distancia mínima de filtración admisible a través del terraplén con el agua al nivel normal de l v aso, de la altura y de la importancia de la estructura, de la posibilidad de utilizarla como tramo de un camino y de la factibilidad de su construcción.

El ancho mínimo de la corona debe ser aquel con el que se obtenga una pendiente segura de filtración a través del terraplén cuando el vaso se encuentre lleno. Debido a las dificultades prácticas para determinar este factor, la anchura de la corona se determina principalmente en forma empírica y en la mayor parte de los casos, por precedentes. Se sugiere la siguiente fórmula para la de terminación de la anchura de la corona para presas pequeñas de tierra:

$$w = h_p/5 + 10 \quad (2.1)$$

donde: w = anchura de la corona en pies, h_p = altura de la presa en pies arriba del punto más bajo en el cauce de la corriente.

Para efectos constructivos se propone que la anchura mínima de la corona no debe ser menor de 12 pies (3.65m). En algunos casos, la anchura mínima la determina la necesidad de pasar un camino por la corona.

La corona se debe cubrir con algún tipo de protección contra los daños por las salpicaduras y roces de las olas, los escurrimientos de las lluvias y el viento, y del desgaste y destrucción por el tránsito, cuando se use como camino. El tratamiento usual consiste en colocar una capa de roca fina seleccionada o de material gravoso con un espesor mínimo de 4". En el caso de que la corona sea un tramo de camino, el ancho de la corona y la clase de pavimento debe ajustarse a las de la carretera que la conecta. El drenaje superficial de la corona se obtiene dándole un bombeo aproximado a

3" ó dándole una inclinación hacia el talud de aguas arriba. Se prefiere este último, a menos que el talud aguas abajo esté protegido contra la erosión con un revestimiento tan resistente como el que se obtiene en el talud aguas arriba.

- Taludes.⁽⁵⁾

El proyecto de los taludes de terraplén puede variar mucho según el carácter de los materiales disponibles para la construcción, las condiciones de cimentación, y la altura de la estructura. Los taludes de los terraplenes son los necesarios para dar estabilidad al terraplén sobre una cimentación estable. Las cimentaciones permeables pueden requerir la adición de colchones de lodo aguas arriba para reducir la filtración, o filtros de drenaje horizontales aguas abajo para dar estabilidad contra las fuerzas de filtración.

El talud de aguas arriba puede variar de 2:1 a uno tan tendido como de 4:1 por estabilidad; generalmente es de $2\frac{1}{2}:1$ o 3:1. Se usan a veces taludes aguas arriba tendidos para eliminar protecciones costosas en los taludes. A menudo, se consigue una buena evacuación ligeramente inferior al desembalse máximo del vaso, para formar una base para la protección del talud aguas arriba, la cual no es necesario prolongar abajo de este punto.

Una presa de almacenamiento sujeta a un rápido desembalse del vaso debe tener una zona aguas arriba con la permeabilidad suficiente para disipar las presiones intersticiales ejercidas hacia afuera de la parte aguas arriba de la presa. La rapidez con que desciende el nivel en el vaso es un factor importante que afecta la estabilidad de la parte aguas arriba de la presa.

Cuando solo se dispone de material fino de poca permeabilidad, como son los que predominan en las arcillas, es necesario que los taludes sean tendidos, si es un requisito de proyecto hacer desembalses rápidos. Inversamente, si se dispone de materiales que drenen con facilidad y que se puedan utilizar como lastre para confinar en la parte baja el material fino de poca permeabilidad, se puede usar un talud más inclinado.

El peligro de inundaciones debido a la falla del talud aguas arriba es muy remoto. La falla se puede producir solamente durante la construcción o después de un desembalse rápido; en ambos casos, el vaso debe estar prácticamente vacío. El peso y las fuerzas de filtración actúan como un agente estabilizador en el paramento mojado cuando el vaso está lleno.

Los taludes ordinarios del lado aguas debajo de las presas pequeñas de tierra varían entre 2:1 a $2\frac{1}{2}:1$. Estos taludes son estables para los tipos de suelos comúnmente usados, cuando se proyecta drenaje, de manera que el talud aguas abajo del terraplén nunca se satura por las filtraciones.

2.2.4 Criterios de clasificación.⁽⁵⁾

Las presas se pueden clasificar en diferentes categorías, por este motivo se propone considerar tres amplias clasificaciones que son las siguientes:

2.2.4.1 Clasificación el uso.

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función más general que van desempeñar, como de almacenamiento, de derivación o regulación. Se pueden precisar más las clasificaciones cuando se consideran sus funciones específicas, como se tienen los siguientes tipos de presa según su uso:

- Presas de almacenamiento.

Se construyen para embalsar el agua en los periodos que ésta obra, para utilizarla cuando escasea. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales, o de mayor amplitud.

Las presas de almacenamiento se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objeto de almacenamiento, como para abastecimiento de agua, para recreo, para la crianza de peces y animales salvajes, para la generación de energía hidroeléctrica, irrigación, etc. El objeto específico u objetos en los que se va a utilizar el almacenamiento, tienen a menudo influencia en el proyecto de la estructura, y pueden determinar conceptos como el de la magnitud de las fluctuaciones del nivel que pueden esperarse en el vaso y el del volumen de filtraciones que pueden permitirse.

- Presas de derivación.

Se construyen para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se va a usar. Se utilizan en los sistemas de riego, para la derivación de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente, para usos municipales e industriales, o para una combinación de los mismos.

- Presas reguladoras.

Su función está basada en retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos. En uno de ellos, 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 aguas abajo. En el otro tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava de la cimentación, a este último tipo se le llama algunas veces de distribución o dique, porque su principal objeto es recargar los acuíferos.

Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos. A menudo a éstas se les llama presas para arrastres. Aunque no es frecuente

que se utilicen para varios objetos como las presas grandes, con frecuencia sirven para más de un fin. Cuando son para varios objetos, se reserva un volumen separado del vaso para cada uno de ellos. Existe una combinación de usos relativamente frecuente en la que entran el almacenamiento, el control de avenidas y para deportes.

2.2.4.2 Clasificación según los materiales. ⁽⁹⁾

En principio, prácticamente cualquier material o conjunto de materiales térreos no solubles y con propiedades estables puede servir para la construcción de una presa de tierra. Sus propiedades mecánicas (resistencia, compresibilidad y permeabilidad) gobernarán la geometría de la cortina. Además, la cantidad y localización de los materiales disponibles afectarán la distribución y dimensiones de las diferentes zonas del dique.

La selección y distribución de los materiales que han de emplearse deben hacerse balanceando por una parte las distancias de acarreo, y por otra las operaciones de extracción y proceso de los materiales, con objeto de obtener el mínimo costo de terraplén.

Como ejemplo se puede tener el siguiente caso, si los suelos granulares y cohesivos más próximos a la zona de construcción de la presa se encuentran separados unos de otros (en bancos diferentes), quizá la solución más económica sea una sección de presa de materiales graduados, es decir una combinación de ambos bancos; en tanto que tratándose de depósitos estratificados o mezclas con un dominio granulométrico muy amplio (depósitos aluviales, formaciones intemperizadas in situ, etc.), el costo de cualquier proceso para la clasificación de materiales es muy alto, por lo que será más económica la alternativa de sección homogénea de presa donde se empleen los materiales de dichos depósitos.

2.2.4.3 Clasificación según su función hidráulica. ⁽⁵⁾

Las presas también se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Presas vertedoras.

Se proyectan para descargar sobre sus coronas. Deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero y madera, excepto en las estructuras vertedoras muy bajas que no representen una erosión significativa.

- Presas no vertedoras.

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

⁽⁹⁾Marsal Raul J, 1983.

Con frecuencia se combinan los dos tipos para formar una estructura compuesta, que consiste, por ejemplo, una parte vertedora de concreto de gravedad compuesta por compuertas (aliviadero móvil) y la otra parte por una presa de tierra homogénea (aliviadero fijo). La figura 2.5 muestra un ejemplo de ambas.

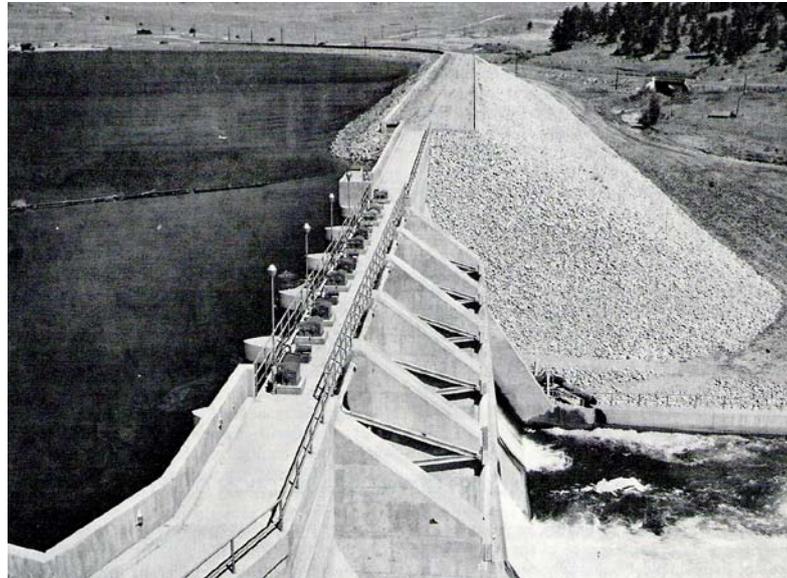


Figura 2.5 Presa compuesta. ⁽⁵⁾

2.3 Estabilidad de una presa de tierra.

2.3.1 Análisis de estabilidad. ⁽¹⁰⁾

Se han propuesto varios métodos para calcular la estabilidad de las presas de tierra. En general, estos métodos se basan en la resistencia al corte del suelo, y en algunas suposiciones con respecto al carácter de una falla del terraplén. El método sueco o “del círculo de deslizamiento”, el cual supone que la superficie de ruptura es cilíndrica, es un método relativamente sencillo para analizar la estabilidad de un terraplén. Aunque se han elaborado otras soluciones estrictamente matemáticas, el método del círculo de deslizamiento es el más aceptado. En este método, el factor de seguridad contra el deslizamiento se define como la relación entre el promedio de la resistencia al esfuerzo cortante, determinada por la ecuación (1.17), y el promedio del esfuerzo cortante determinado por medio de la estática en una superficie potencial de deslizamiento.

En la figura 2.6 muestra el esquema del método sueco, donde se asume las superficies de falla circulares, dividiendo el área de falla en tajadas verticales, obteniendo las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas se obtiene el factor de seguridad. Las fuerzas que actúan sobre la superficie circular de falla son:

⁽¹⁰⁾Suárez Díaz Jaime, 1998.

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre superficies de falla, las cuales no son consideradas por el método sueco, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

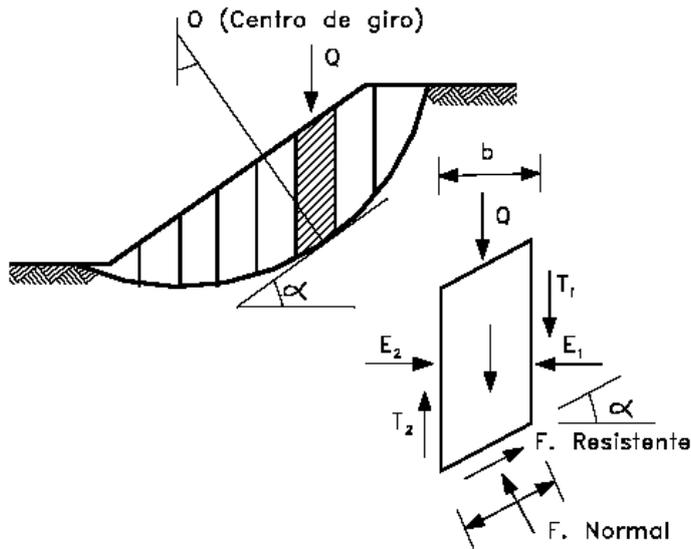


Figura 2.6 Fuerzas que actúan sobre la superficie de falla. ⁽¹⁰⁾

El factor de seguridad que se ha llamado por el método sueco con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum [C' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.2)$$

donde, α = ángulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada, W = peso total de cada tajada, u = presión de poros, b = ancho de la tajada, C' y ϕ = parámetros de resistencia del suelo.

El coeficiente de seguridad de una presa de tierra con respecto a una rotura del talud o de la cimentación depende en gran parte de las presiones de poros. En una presa con una sección dada sobre una fundación establecida, la intensidad y distribución de las presiones de poros varían con el tiempo entre límites muy extensos. Para los propósitos del dimensionamiento es conveniente distinguir, en lo que respecta al desarrollo de las presiones de poros, entre tres estados diferentes: durante la construcción, y en particular inmediatamente después que la construcción ha sido completada, después que el embalse ha estado lleno durante un tiempo suficientemente largo para desarrollar un estado de escurrimiento estable en

la presa y su cimentación, y finalmente, durante o inmediatamente después de bajar el nivel del embalse. Estos tres estados se distinguen brevemente como: construcción, embalse lleno y desembalse. La estabilidad del talud aguas arriba puede también alcanzar un estado crítico durante el primer llenado del embalse, especialmente si la presa tiene un núcleo inclinado. Además, en algunos casos, para el talud aguas arriba la situación más crítica puede desarrollarse para un nivel intermedio, conocido como embalse parcial, en el lugar de darse para el nivel máximo.

La estabilidad de un talud homogéneo con su suelo de cimentación, construido con un suelo puramente friccionante, tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo cual, para garantizar estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena, que en un material suelto seco y limpio se acerca mucho al ángulo de reposo. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es, simplemente,⁽¹¹⁾

$$\alpha = \phi \quad (2.3)$$

Pero como se recomienda que el ángulo del talud α , sea menor que el ángulo de fricción interna ϕ , la ecuación (2.3) quedaría:

$$\alpha \leq \phi \quad (2.4)$$

Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. Por ello es recomendable que en la práctica α sea algo menor que ϕ . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad (F) con la relación entre los valores de las tangentes de α y ϕ , basta que tal factor tenga un valor de orden 1.1 ó 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva:

$$F = \tan \phi / \tan \alpha \quad (2.5)$$

- Relaciones de estabilidad para la granulometría del filtro y la granulometría de la cimentación.⁽⁵⁾

El filtro de drenaje debe ser de tal granulometría que los materiales de la cimentación y los que conforman la presa de tierra no puedan penetrar y tapan el filtro, de esta manera se dan las siguientes relaciones entre la granulometría del filtro y la granulometría de la cimentación, que se le llamará material de base.

⁽¹¹⁾Duque Escobar Gonzalo, 1998.

$$\frac{D_{15} \text{Filtro}}{D_{85} \text{Base}} \leq 4 - 5 \quad (2.6)$$

$$\frac{D_{50} \text{Filtro}}{D_{50} \text{Base}} < 25 \quad (2.7)$$

$$\frac{D_{15} \text{Filtro}}{D_{15} \text{Base}} \geq 4 - 5 \quad (2.8)$$

➤ Análisis de la cimentación. ⁽⁸⁾

Los esfuerzos en la cimentación debajo de las presas de tierra raramente son críticos, exceptuando cuando el material de la cimentación consiste en arcilla no consolidada o limos con resistencia baja al cortante. La figura 2.7 muestra una presa sobre una cimentación de tierra homogénea no consolidada y de espesor t . La fuerza hacia abajo ejercida sobre la cimentación en el centro de la presa tiende a comprimir el material de la cimentación y a sacarlo desde abajo de la presa, pero los esfuerzos cortantes desarrollados en la cimentación resisten esta acción.

Si se considera que la carga en la cimentación varía como se inicia en la figura y que el espesor t es mayor que la anchura de la base de la presa L , el esfuerzo cortante máximo en la cimentación es:

$$\tau = 0.256 \gamma H_d \quad (2.9)$$

donde, γ = peso específico de la presa, H_d = altura máxima de la presa.

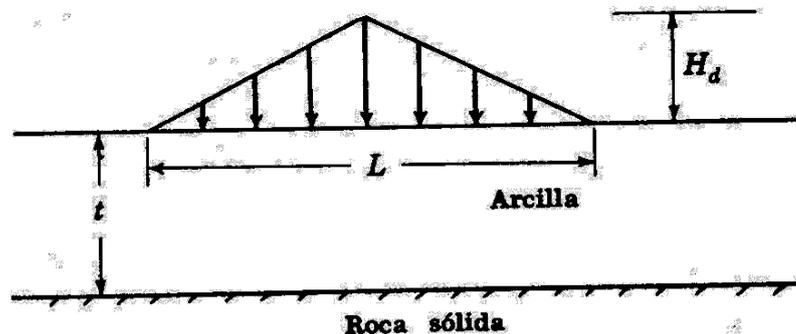


Figura 2.7 Fuerzas aplicadas sobre la cimentación de una presa. ⁽⁸⁾

Comúnmente se presenta más el caso donde t es menor que L , si t es menor que $L/10$, el esfuerzo cortante máximo para la carga de la cimentación de la figura anterior es:

$$\tau = (\gamma H_d t)/L \quad (2.10)$$

Las ecuaciones (2.9) y (2.10) se derivaron por consideraciones teóricas y son aplicables sólo cuando las condiciones naturales se comparan favorablemente con las consideraciones o planteamientos utilizados para esa derivación.

2.3.2 Protecciones. ⁽⁵⁾

Las protecciones para las presas de tierra, se clasifican en protecciones para el talud aguas arriba y protecciones para el talud aguas abajo, describiéndose a continuación.

- Protección del talud aguas arriba.

Los taludes aguas arriba deben ser protegidos contra el efecto destructivo de las olas, como también tener en cuenta los animales que hacen pequeñas cavernas. Los tipos usuales de protección de la superficie para el talud aguas arriba son el enrocamiento, colocado al volteo o a mano, y el pavimento de concreto. Otros tipos de protección que se han usado son las cubiertas de acero, el pavimento asfáltico, bloques de concreto, concreto en sacos, etc.

La protección del talud aguas arriba debe extenderse de la corona de la presa a una distancia segura por debajo del nivel mínimo de agua y debe terminar en una berma de apoyo.

La experiencia en los Estados Unidos ha demostrado que en la mayoría de los casos, el enrocamiento colocado al volteo constituye el mejor tipo de protección del talud aguas arriba al costo mínimo y ha sido demostrado de manera convincente puesto que se ha considerado económico acarrear roca de distancias considerables para evitar la construcción de otros tipos de protección para las presas mayores.

También se presenta el caso del banco de préstamo localizado lejos del emplazamiento de la presa y, especialmente, cuando solo son necesarias pequeñas cantidades, puede resultar económico usar enrocamiento a mano, a pesar de su mayor costo unitario por la mano de obra y el material, debido al menor espesor que se usa. El enrocamiento colocado a mano es satisfactorio donde no está expuesto a condiciones difíciles producidas por el hielo, pero la roca debe ser de mejor calidad que la mínima aceptable para enrocamiento colocado al volteo, y su colocación debe ser tal que el enrocamiento colocado a mano se aproxime a la ampostería sea en calidad y apariencia.

Debe reconocerse que el enrocamiento colocado a mano no es tan flexible como el enrocamiento colocado al volteo, porque no se puede amoldar tan bien a los asentamientos locales. En consecuencia, el enrocamiento colocado a mano no se debe usar cuando se prevean fuertes asentamientos.

La pavimentación de concreto debe estudiarse cuidadosamente cuando se trate de usarla como protección de los taludes de aguas arriba, cuando el uso del enrocamiento es muy costoso debido al precio del transporte. El éxito del pavimento de concreto como medio de protección de los taludes depende de la evaluación de las condiciones en el campo y de las suposiciones que se hagan con respecto al comportamiento del talud, y de la capacidad del pavimento para resistir el agrietamiento y deterioro, ya que se tiene como antecedente que tiene buen comportamiento ante un efecto de olas moderado.

Como ya se mencionó se tienen diferentes tipos de protecciones para el talud aguas arriba, a continuación se presentan los más importantes:

➤ Enrocamiento colocado al volteo.

Consiste en piedras o fragmentos de roca descargados por volteo en el talud aguas arriba de un terraplén para protegerlo del efecto de las olas. El enrocamiento se coloca sobre un filtro convenientemente graduado, que puede ser un colchón especialmente colocado. La figura 2.8 muestra la colocación del enrocado en una presa.



Figura 2.8 Enrocado al volteo en una presa de tierra.

Fuente: Internet, página del Bureau of Reclamation.

La eficacia del enrocamiento colocado al volteo depende de las siguientes características: de la calidad de la roca, del peso o tamaño de las piezas individuales, del espesor del enrocamiento, de la forma de las piedras o fragmentos de roca, de los taludes del terraplén sobre el que se colocará el enrocamiento, de la estabilidad y eficacia del filtro sobre el que se coloque el enrocamiento.

La roca para el enrocamiento debe ser dura, densa, durable y debe poder resistir largas exposiciones a la intemperie. La mayor parte de las rocas ígneas y de las metamórficas, muchas de las calizas y algunas de las areniscas conforman un excelente enrocamiento. Las calizas y areniscas que tienen capas de arcilla laminar son inadecuadas.

La conveniencia del uso de una roca para enrocamiento desde el punto de vista de su calidad se determina por inspección visual, mediante pruebas de laboratorio para determinar su resistencia al intemperismo y al desgaste, y mediante exámenes petrográficos para determinar la estructura de la roca en la parte que afecte su durabilidad.

El espesor del enrocamiento debe ser suficiente para dar cabida a las piedras de peso y tamaño necesarios para resistir el oleaje. Se ha encontrado que un espesor de 90 cm del enrocamiento colocado al volteo es generalmente más económico y satisfactorio para las presas mayores. Se usan espesores menores en las presas bajas o en las secciones de presas donde el oleaje es menos intenso que sobre las estructuras principales. También se han especificado espesores menores para los taludes superiores de las presas, cuyos vasos tienen como función principal el control de las avenidas, debido a que es tan sujetos al oleaje en periodos poco frecuentes y de corta duración.

La forma de las piedras individuales o de los fragmentos de roca, influye en la capacidad del enrocamiento para resistir el dislocamiento producido por el oleaje. Los fragmentos angulares de la roca de las canteras tiende a producir una mejor trabazón y a resistir mejor el dislocamiento que el boleado y los cantos rodados, si el boleado o los cantos rodados se van a usar, puede ser necesario un espesor mayor que contenga tamaños mayores o puede ser necesario abatir los taludes más que lo necesario por estabilidad para que el enrocamiento de boleado y cantos rodados permanezca en su sitio, especialmente si los cantos que se usan son de diámetro relativamente uniforme.

➤ Enrocamiento colocado a mano.

Consta de piedras cuidadosamente asentadas a mano siguiendo algún patrón más o menos de finido con un mínimo de espacios vacíos y con su paramento relativamente parejo. Las piedras planas de naturaleza estratificada deben colocarse con sus planos principales de estratificación normales al talud. Las juntas deben ser de un espesor suficiente tal que permita el drenaje del terreno que queda debajo del respectivo enrocamiento.

La piedra para este tipo de enrocamiento debe ser de excelente calidad. Con respecto al espesor del enrocamiento debe ser la mitad del requerido para el enrocamiento colocado al volteo, pero no menor de 12" y deberá colocarse un colchón de filtro debajo del enrocamiento si la zona inferior del terraplén no es de grava.

➤ Revestimiento de concreto.

Estos revestimientos deben prolongarse desde la corona de la presa hasta algunos metros abajo del nivel mínimo de agua. Deben terminar en una berma con un dique de concreto, que debe prolongarse cuando menos 18" abajo del lado inferior del revestimiento.

En las presas que tienen una altura que sea próxima a los 15 m, se recomienda un revestimiento con un espesor de 8", el espesor mínimo para las presas bajas debe ser de 6".

A pesar que los revestimientos de concreto se hayan construido en bloques, el método que ha dado el mejor servicio, es hacer el revestimiento monolítico en el mayor grado posible, tomando todas las providencias para evitar el acceso del agua y el consiguiente desarrollo de presiones hidrostáticas de bajo del concreto, teniendo en cuenta los factores que influyen en el buen funcionamiento de este sistema se encuentran la durabilidad del concreto, el poco asentamiento de la cimentación de la presa, como también la naturaleza permeable del relleno inferior que evita el desarrollo de subpresiones, esto ayuda a que se presenten pocos agrietamientos en los revestimientos de concreto.

Si no es posible hacer una construcción monolítica, las juntas de dilatación se deben mantener a un mínimo espesor, y las juntas de construcción deben separarse tanto como sea posible. La losa debe estar reforzada en dos direcciones con varillas de acero, colocadas a la mitad del espesor de la losa, y deben ser continuas en las juntas de construcción. Se considera un buen método que el área de acero en cada dirección sea igual al 0.5% del área de concreto, además las juntas deben cerrarse con rellenos plásticos, y las grietas que aparezcan después deben rellenarse con lechada o sellarse rápidamente.

- Protección del talud aguas abajo.

Los taludes aguas abajo de las presas homogéneas o de aquellas que tienen zonas exteriores de grava y arena, deben protegerse contra la erosión por el viento y el escurrimiento pluvial con una capa de roca, cantos o pasto. Pero existe la incertidumbre de que las protecciones con cubiertas vegetales no funcionen en regiones áridas. Ante esto se prefiere la protección con cantos o roca con un espesor de 12" generalmente es suficiente para lograr una buena protección del talud.

Si se plantan pastos, deben elegirse los convenientes para la zona, con un respectivo sistema de drenaje pluvial por zonas. Generalmente es necesario abonar y regar uniformemente las áreas sembradas, para estimular la germinación y promover el desarrollo de los pastos.

2.3.3 Elementos de drenaje.

2.3.3.1 Definición. ⁽⁴⁾

El agua que escapa del embalse a través del subsuelo y de las posibles aberturas que existiesen en la cortina emerge a la superficie en forma de manantiales aguas abajo de la presa. La posición de los manantiales es desconocida antes que el embalse se llene por primera vez. No obstante, la erosión subterránea iniciada en estos manantiales puede conducir a una rotura por sifonaje de los taludes. Para eliminar el riesgo, la parte permeable a aguas abajo de la presa debe establecerse sobre un filtro, y cualquier manantial que emerja al pie de la presa debe ser cubierto con tal tipo de filtro, el cual permitirá que el flujo de agua que pasa a través de la presa y el subsuelo drenen a través del filtro sin ningún problema hacia su respectivo sistema de evacuación, permitiendo así un adecuado funcionamiento de la presa, esto es, sin que se presente falla alguna en el talud aguas abajo de la misma.

2.3.3.2 Características. ⁽⁵⁾

En los elementos de drenaje, para que sean eficientes, la permeabilidad de cualquiera de ellos debe ser mucho mayor que la del suelo que protegen. Además, sus poros deben ser suficientemente finos para impedir el paso de partículas del material protegido.

El objetivo de un elemento de drenaje, es permitir la descarga de las filtraciones y disminuir la posibilidad de fallas por tubificación, tanto del tipo de reventones como del tipo de erosión subterránea. Se logra este objetivo aplicando peso sobre la porción de la cimentación aguas abajo de la zona impermeable de la presa, donde existen fuerzas de filtración hacia arriba elevadas.

El elemento debe ser permeable para que pueda efectuarse el drenaje, y debe proyectarse en forma que se evite el movimiento de las partículas de la cimentación o del terraplén por la descarga de filtraciones.

Además dichos elementos deben ser de tal granulometría que los materiales de la cimentación y del terraplén no puedan penetrar y tapar el filtro, esto traería como consecuencia la posible falla del talud aguas abajo, no cumpliendo así con su función.

Dentro de los elementos de drenaje se tienen de diferentes geometrías como lo muestra la figura 2.9a y 2.9b, teniendo en cuenta que no todos son eficientes, tema que se tratará más adelante en el desarrollo de la presente tesis.

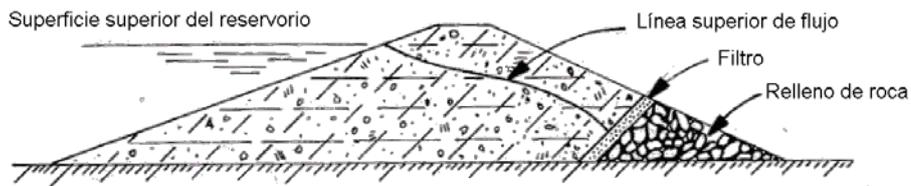


Figura 2.9a Presa de tierra homogénea con filtro tipo enrocado. ⁽⁵⁾

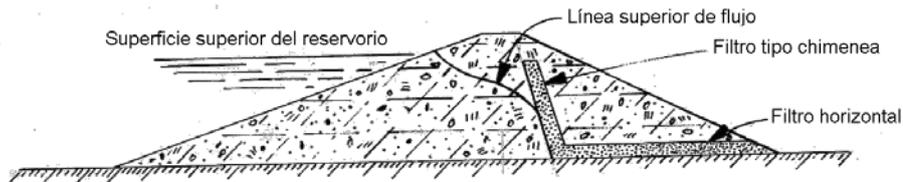


Figura 2.9b Presa de tierra homogénea con filtro tipo chimenea. ⁽⁵⁾

2.3.3.3 Drenes de talón y zanjas de drenaje.

Los drenes de talón se instalan comúnmente a lo largo del pie aguas abajo de las presas, en combinación con los elementos de drenaje como se muestra en la figura 2.10.

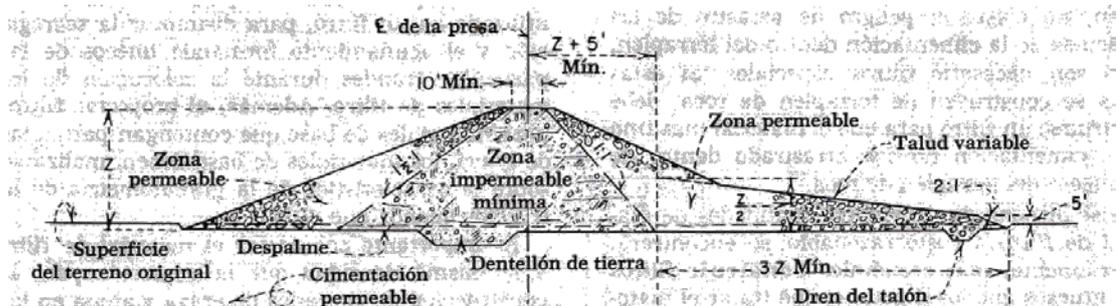


Figura 2.10 Ubicación del dren de talón en una presa de tierra. ⁽⁵⁾

El objeto de estos drenes es colectar las filtraciones que descargan de los elementos de drenaje y conducirlos a una tubería de descarga exterior que las lleva al respectivo sistema de evacuación de aguas por filtración.

Dichas tuberías de los drenes pueden ser de distintos materiales, como: PVC, concreto, metal ondulado, revestidos de asfalto o materiales sintéticos, etc. Estas se colocan en zanjas a suficiente profundidad debajo de la superficie del terreno, en la que se tenga la seguridad de que interceptan las filtraciones. La profundidad mínima de las zanjas es normalmente 1.20 m, la cual permite una pendiente uniforme, mientras que el ancho de la zanja varía de 0.60 a 0.90 m, dependiendo

del diámetro de la tubería de drenaje. En la figura 2.11 muestra una vista del dren de talón.

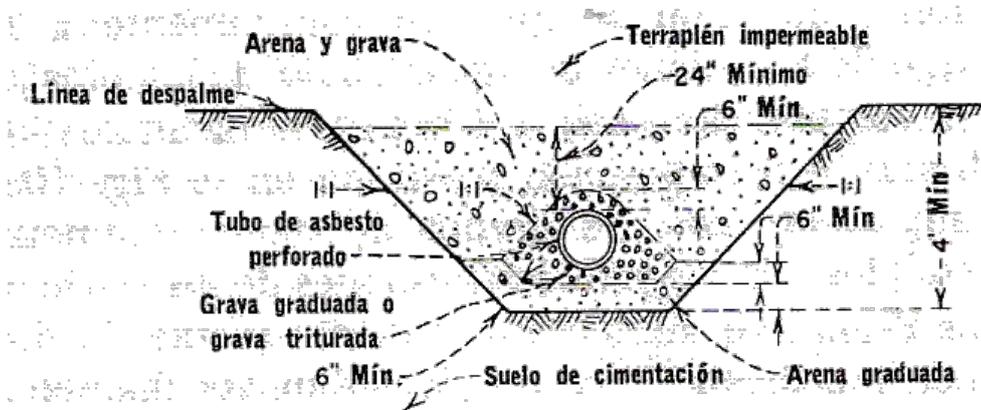


Figura 2.11 Detalle del dren de talón. ⁽⁵⁾

El diámetro mínimo recomendado para la tubería es de 6" para las presas pequeñas, teniendo en cuenta que este diámetro podría ser de hasta aproximadamente 18" para tramos largos con poca pendiente. El tubo de drenaje debe estar rodeado de material del filtro para evitar que se tapen los drenes con los arrastres de material fino, o la tubificación del material de cimentación al sistema de drenaje. El material que está en contacto directo con la tubería debe tener sus partículas de tamaño suficientemente grandes, para que no entren o tapen las perforaciones del tubo o las aberturas entre juntas de la tubería.

2.4 Condiciones de frontera del flujo de agua. ⁽⁹⁾

Para resolver los problemas de flujo es la especificación de las condiciones de frontera, para lo cual es necesario determinar las características geométricas e hidráulicas de las superficies extremas que delimitan el dominio de flujo.

En los casos de flujo bidimensional (o tridimensional con simetría axial), una sección del medio en la dirección del flujo es representativa de las condiciones en cualquier otra, y aquellas superficies se reducen a líneas. En medios homogéneos hay cuatro posibles clases de líneas de frontera:

2.4.1 Frontera impermeable. ⁽⁹⁾

A través de una frontera de este tipo el agua no puede fluir. Por lo tanto, los componentes normales de la velocidad son nulos a lo largo de ella y dicha frontera define una línea de flujo (recíprocamente, toda línea de flujo puede tratarse como si fuese una frontera impermeable).

Las líneas BCDEF y HI en la figura 2.12, son ejemplos de fronteras impermeables, pues se supone que la permeabilidad del material que constituye la estructura vertedora de la figura 2.12 es despreciable en comparación con la del suelo de cimentación, y, en la figura 2.13, otro tanto acerca de la permeabilidad del suelo o roca debajo de AD, en comparación con la del suelo que constituye la presa.

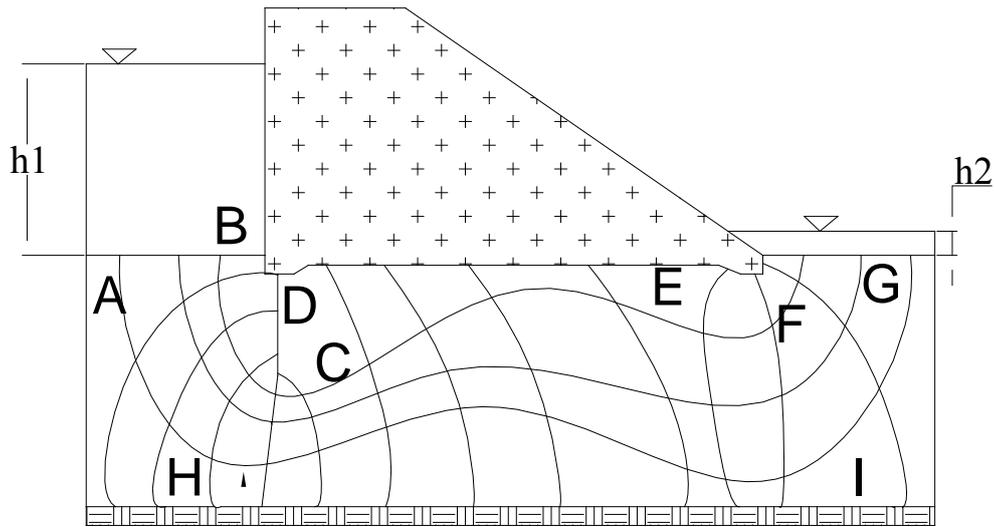


Figura 2.12 Flujo bajo la cimentación de una estructura impermeable. ⁽⁹⁾

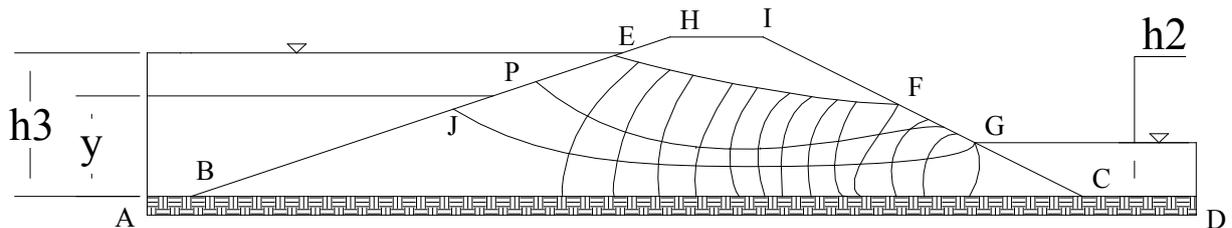


Figura 2.13 Flujo a través de una presa de tierra. ⁽⁹⁾

2.4.2 Frontera de reservorios.

Estas fronteras son mostradas por AB y FG en la figura 2.12, y por BE y CG en la figura 2.13. En vista de que en el flujo de agua en suelos la carga de velocidad es despreciable, la distribución de presión en las fronteras agua – suelo infiltrado puede considerarse hidrostática. Entonces, en un punto cualquiera de ellas, por ejemplo el punto P sobre la frontera BE (figura 2.13), la carga de presión es $(h_3 - y)$ y la carga de posición es “y”, por lo que en cualquier punto de la frontera BE la carga hidráulica total será $(h_3 - y) + y = h_3$.

Entonces, la condición que debe cumplirse en toda frontera de reservorio (agua-suelo infiltrado) es: $h = \text{constante}$.

De esta manera, cada una de dichas fronteras es una línea equipotencial.

2.4.3 Superficie de filtrado.

También se le puede llamar como la frontera suelo infiltrado – aire ó línea de descarga libre. La línea FG en la figura 2.13 es una frontera de este tipo. En ella, como en la línea superior de flujo, la carga hidráulica es igual a la de posición, esto es, se cumple que $h = y$.

Sin embargo, FG no es línea de flujo, aunque tampoco es equipotencial, es simplemente una cara de descarga libre. En forma análoga a lo que ocurre con la línea superior de flujo, la igualdad $h = y$, obliga a que todo par de equipotenciales corten la línea de descarga libre en puntos con diferencia de elevación igual a la diferencia de carga hidráulica de dichas equipotenciales. En el caso de la línea de descarga libre, es obvio que tales intersecciones no ocurrirán perpendicularmente, pues se ha demostrado que la línea de descarga libre (FG) no es línea de flujo.

2.4.4 Línea superior de filtración.

También llamada frontera suelo infiltrado – suelo permeable no infiltrado. En la figura 2.13, la línea EF separa, dentro de la misma masa de suelo BHIC, la zona de flujo BEFGC de la porción de suelo que teóricamente no es infiltrado por el agua que fluye de un lado a otro de la presa. Los componentes de la velocidad, “v”, normales a dicha línea son nulos, y por tanto ésta es una línea de flujo; pero el hecho de ser precisamente la línea superior de flujo le impone condiciones adicionales que no son comunes a cualquier otra línea de corriente: la presión es constante en toda ella (igual a la atmosférica) y, siendo despreciable la carga de velocidad, la carga hidráulica total en dicha línea es: $h = y$, lo que indica que la carga de las líneas equipotenciales que corten a la línea superior de flujo será idéntica a la elevación del punto de intersección.

Esto requiere que, si se trazan equipotenciales con caída de carga Δh constante, la diferencia de elevación de las intersecciones de dos equipotenciales contiguas cualesquiera con la línea superior de flujo sea también constante e igual Δh , esto se ve en la figura 2.14.

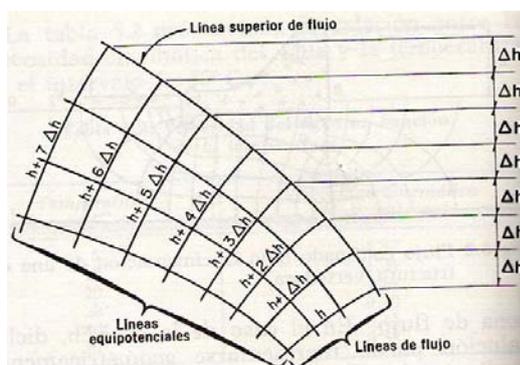


Figura 2.14 Intersección de las líneas equipotenciales con la línea superior de flujo. ⁽⁹⁾

Por otra parte, se puede demostrar que las condiciones de entrada y de salida de la línea superior de flujo son las mostradas en la figura 2.15.

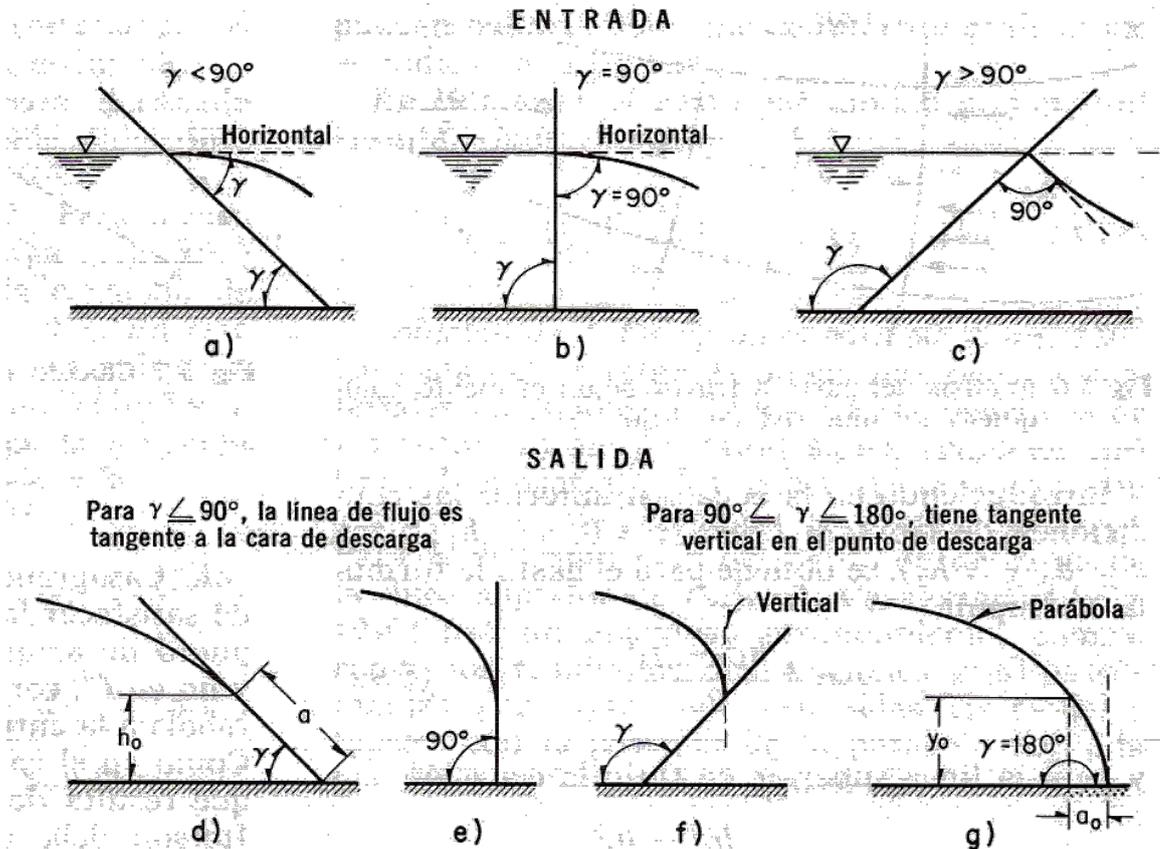


Figura 2.15 Condiciones de entrada y salida de la línea superior de flujo. ⁽⁹⁾

2.5 Soluciones teóricas para el filtrado a través de una presa de tierra. ⁽⁹⁾

A continuación se presentan soluciones teóricas para hallar la filtración en presas homogéneas de tierra, que servirán de comparación con los resultados obtenidos a través de los ensayos.

2.5.1 Solución de Dupuit.

En 1863 Dupuit propuso para la solución de problemas de flujo no confinado las siguientes hipótesis de trabajo:

- Que el gradiente es constante en toda sección vertical.
- Que en cada sección vertical, el gradiente es igual a la pendiente de la línea superior de flujo.

Aplicando estas hipótesis a la presa cuya sección se muestra en la figura 2.16, se obtiene, por la ley de Darcy:

$$q = -ky \frac{dy}{dx} \quad (2.11)$$

e integrando:

$$qx = -k \frac{y^2}{2} + C \quad (2.12)$$

Introduciendo en la ecuación (2.12) las condiciones de frontera (para $x = 0$, $y = h_1$; para $x = d_0$, $y = h_2$), se obtiene la fórmula de Dupuit para el gasto:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2d_0} \quad (2.13)$$

y para la línea superior de flujo la ecuación

$$y^2 - h_1^2 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{d_0} x \quad (2.14)$$

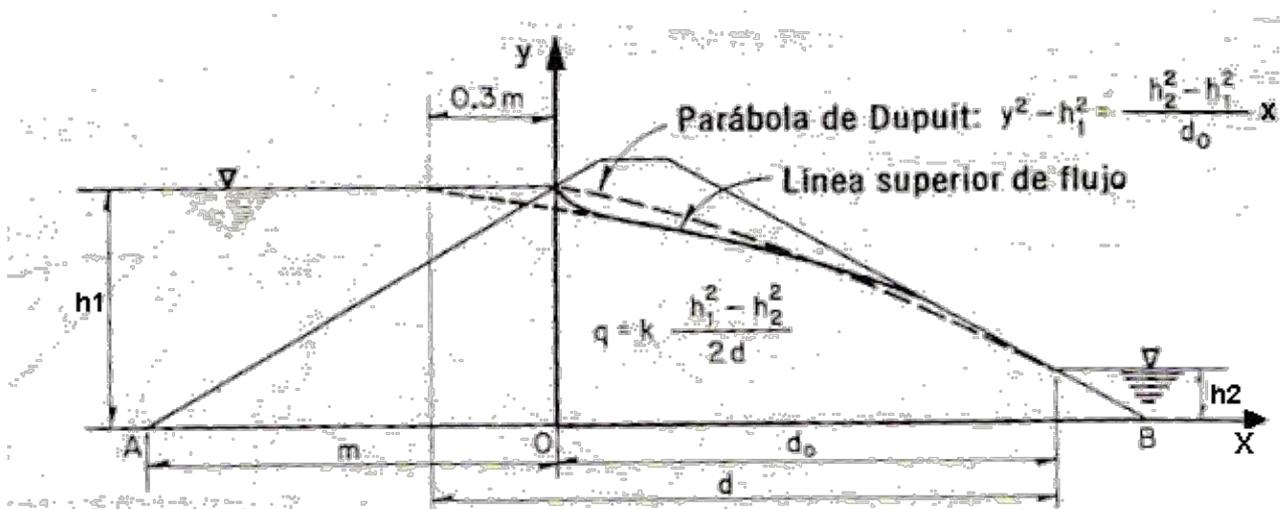


Figura 2.16 Diferencia entre la Parábola de Dupuit y la línea superior de flujo. ⁽⁹⁾

La ecuación (2.14) define la llamada parábola de Dupuit (figura 2.16), pero cabe decir que dicha ecuación no representa correctamente la línea superior de flujo, pues no cumple las condiciones de entrada ni de salida de la figura 2.15, además, para $h_2 = 0$, la parábola de Dupuit intersecaría la línea de flujo representada por la frontera impermeable AB. A pesar de estas desviaciones y, en general, de las hipótesis simplistas de Dupuit, se sabe que para presas con taludes verticales, la fórmula de Dupuit es una expresión rigurosa del gasto y para presas con taludes

cualesquiera, la misma fórmula da valores del gasto suficientemente aproximados para fines prácticos. Empíricamente se sabe que en este último caso se obtiene una mejor aproximación si “ d_0 ” se sustituye por “ d ” en la fórmula de Dupuit, donde “ d ” se define gráficamente como “ $3m$ ” (figura 2.16), obteniéndose:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2d} \quad (2.15)$$

2.5.2 Solución de Shaffernak-Van Iterson.

En la figura 2.16 puede verse que la mayor desviación entre la línea superior de flujo y la parábola de Dupuit se debe a que no se satisfacen las condiciones de entrada y salida. En vista de esto, Shaffernak y Van Iterson propusieron en 1916, independientemente, determinar la posición de la línea superior de flujo y mantener las dos hipótesis de Dupuit, pero imponiendo la condición de salida correcta (figura 2.15d), como se indica en la figura 2.17, para el caso de tirante nulo aguas abajo de la presa. Obteniéndose que la línea superior de flujo es la parábola C'D' (figura 2.17), y que la longitud de la cara de descarga libre es:

$$a' = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (2.16)$$

Pero para efectos prácticos se toma la distancia “ a ”, en la ecuación (2.16), y:

$$q = ky \frac{dy}{dx} = ka(\sin \alpha)(\tan \alpha) \quad (2.17)$$

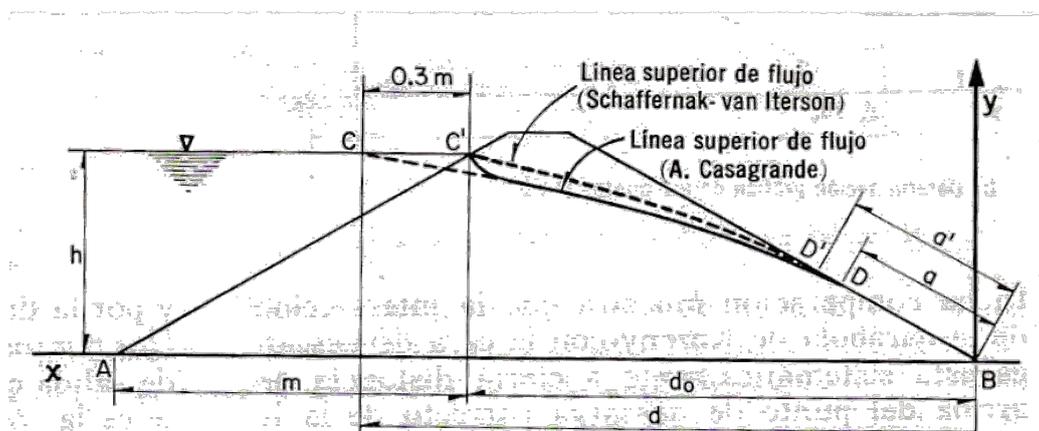


Figura 2.17 Ubicación de las líneas superiores de flujo para Schaffernak y Casagrande. ⁽⁹⁾

La ecuación (2.16) se puede resolver en forma gráfica como se indica en la figura 2.18 y, junto con la ecuación (2.17), es aproximadamente válida para $0 < \alpha < 30^\circ$.

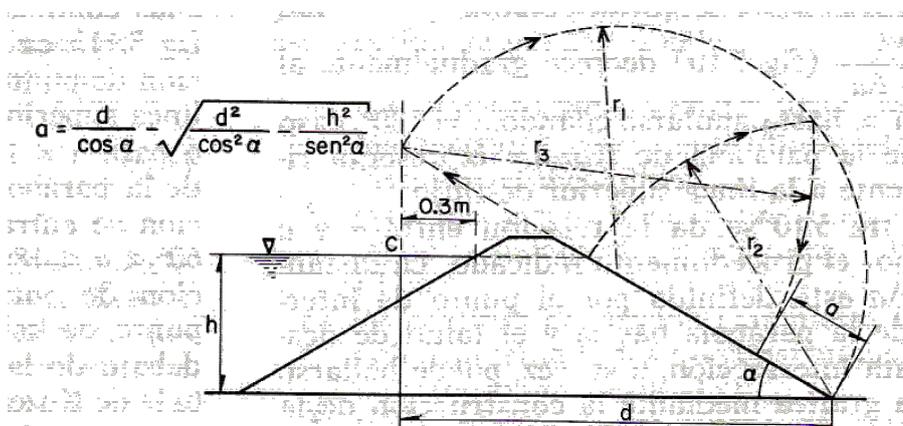


Figura 2.18 Solución gráfica de la fórmula de Shaffernak – Van Iterson. ⁽⁹⁾

2.5.3 Solución de L. Casagrande. ⁽⁷⁾

Tomando en cuenta la segunda hipótesis de Dupuit en el que el gradiente hidráulico es igual a la inclinación dy/dx de la superficie libre, L. Casagrande analizó el mismo problema como Shaffernak y Van Iterson con el gradiente hidráulico igual a dy/ds , el cual “s” es medido a lo largo de la superficie libre, presentándose la siguiente ecuación:

$$q = -ky \frac{dy}{ds} \quad (2.18)$$

Aplicando esta ecuación en AB (figura 2.19), se tiene el caudal de filtración por unidad de longitud igual a:

$$q = kasen^2 \alpha \quad (2.19)$$

Igualando los lados de rechos de las ecuaciones (2.18) y (2.19) y colocando los límites de integración, se obtiene:

$$- \int_h^{asen\alpha} y dy = kasen^2 \alpha \int_0^{s-a} ds \quad (2.20)$$

donde “s” es la longitud de la línea superior de filtración, como se muestra en la figura 2.19, y la solución de la ecuación (2.20) sería :

$$a = s - \sqrt{s^2 - \frac{h^2}{sen^2 \alpha}} \quad (2.21)$$

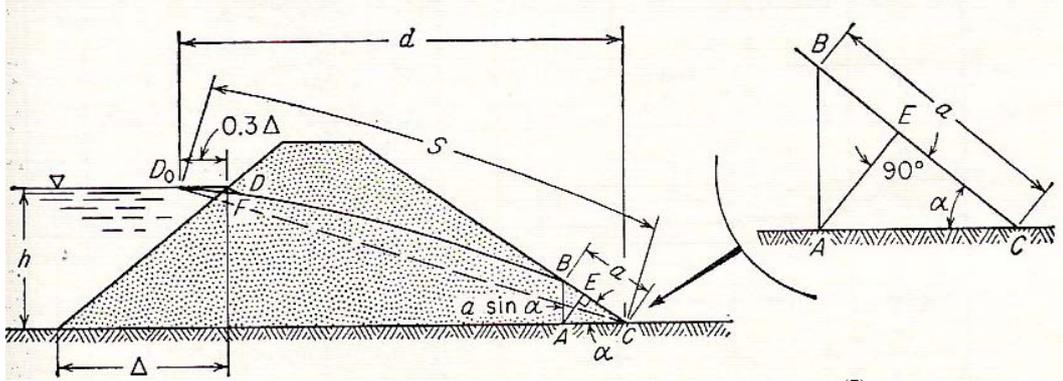


Figura 2.19 Detalle de la longitud “a” en una presa homogénea. ⁽⁷⁾

La distancia “s” en la ecuación (2.21) difiere muy poco de la recta CD_0 , de la figura 2.19, la cual puede ser usada como una primera aproximación. Para una mejor precisión de “s”, después de determinar “a” sobre la base: $s = CD_0$, se asume como una segunda aproximación: $s = a + BD_0$, etc. Para efectos prácticos la primera aproximación es suficiente; entonces se tendrá:

$$s = \sqrt{h^2 + d^2} \quad (2.22)$$

$$a = \sqrt{d^2 + h^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad (2.23)$$

Casagrande recomienda una solución gráfica (figura 2.20) para la ecuación (2.23), con una construcción muy similar a la mostrada en la figura 2.18. Una vez que ha sido determinada, el caudal de filtración se puede determinar conociendo el valor de “k”. En este caso es BE de la figura 2.19.

➤ Casos con tirante aguas abajo ⁽⁹⁾

Para la determinación del punto de salida de la línea superior de flujo en los casos en que al pie de la presa de aguas abajo hay un tirante de agua, el procedimiento más conveniente consiste en dividir la zona de flujo en dos porciones I y II, como se muestra en la figura 2.22, y determinar la distancia “a” como si la porción I fuese una presa con frontera impermeable en AB. La justificación de este procedimiento radica en la equivalencia entre fronteras impermeables y líneas de flujo, y en el hecho de que en la porción II el flujo es prácticamente horizontal.

El gasto en este caso puede calcularse por la fórmula de Dupuit para la presa completa con la ecuación (2.15) o bien con la suma de q_I y q_{II} , el primero calculado mediante la fórmula de Dupuit para tirante nulo a aguas abajo y el segundo suponiendo que en II ocurre flujo horizontal confinado en una porción de suelo de longitud efectiva “d”, de la siguiente manera:

$$q_I = k \frac{h^2}{2d} = k \frac{(h_1 - h_2)^2}{2d} \quad (2.24)$$

$$q_{II} = k \frac{h_1 - h_2}{d} h_2 \quad (2.25)$$

Se puede demostrar inmediatamente que los valores dados por la ecuación (2.15) y por la suma de las ecuaciones (2.24) y (2.25) son idénticos.

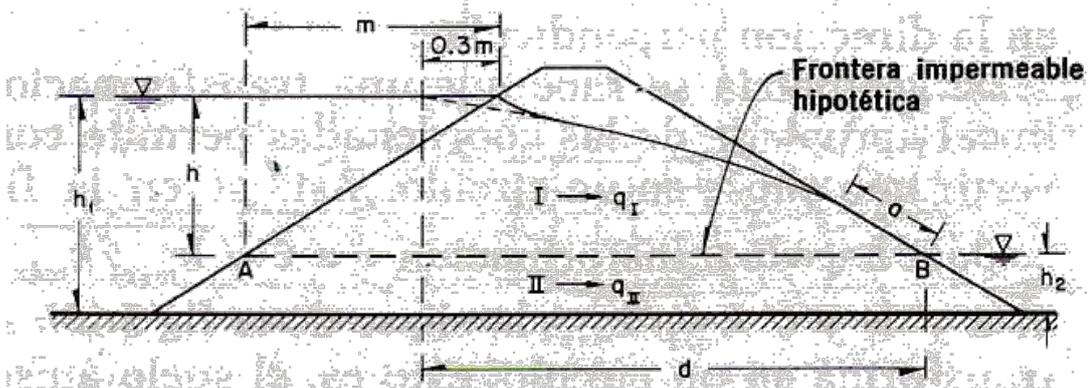


Figura 2.22 División de la presa de tierra con tirante aguas abajo. ⁽⁹⁾

➤ Extensión de la solución de Kozeny hecha por Casagrande. ⁽⁷⁾

Kozeny estudio el problema de filtración a través de una presa de tierra con un lado aguas arriba parabólico sobre una base impermeable como lo muestra la figura 2.23 con un elemento adicional, un filtro horizontal de drenaje localizado aguas abajo de la presa. El propósito del filtro, como ya se dijo anteriormente, es controlar la

filtración a través de la presa, llevando el flujo colectado a su respectivo sistema de drenaje.

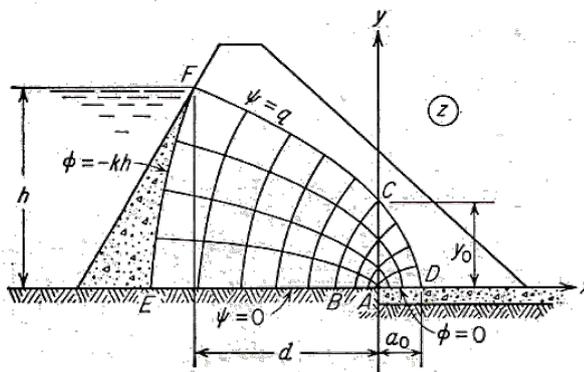


Figura 2.23 Presa de tierra con filtro horizontal aguas abajo. ⁽⁷⁾

Además en la figura 2.23 la región de flujo está rodeada por superficies equipotenciales en el lado parabólico aguas arriba de la presa y a lo largo del borde del filtro horizontal AD, también por las líneas principales en la superficie libre FCD y el borde impermeable AE.

Kozeny organizó la región de flujo o red de flujo consistente en parábolas con el mismo foco, apreciándose en la figura 2.23 en el punto A, que es el origen de los ejes X e Y. resultando la ecuación para la parábola básica de Kozeny, la cual es:

$$x = -\frac{ky^2}{2q} + \frac{q}{2k} \quad (2.26)$$

donde, k = coeficiente de permeabilidad, q = gasto o cantidad de filtración.

Colocando $x = 0$ en la ecuación (2.26) y llamando a la intersección con el eje Y, como y_0 , el gasto por unidad de longitud de la presa será:

$$q = ky_0^2 \quad (2.27)$$

Combinando las ecuaciones (2.26) y (2.27), se tiene:

$$y^2 - (y_0)^2 + 2y_0 x = 0 \quad (2.28)$$

Despejando y_0 , se obtiene:

$$y_0 = x + \sqrt{x^2 + y^2} \quad (2.29)$$

Entonces, se trasladan las coordenadas $x = -d$, $y = h$, se tiene:

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \quad (2.30)$$

Una solución gráfica de la ecuación (2.30) se muestra en la figura 2.24. Si $y = 0$ en la ecuación (2.26), la distancia focal (también llamada como la mínima longitud del filtro de drenaje) es igual a:

$$a_0 = y_0 / 2 \quad (2.31)$$

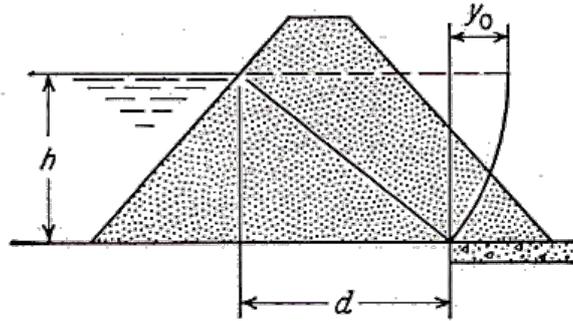


Figura 2.24 Detalle de la distancia “d” ante un filtro horizontal. ⁽⁷⁾

A. Casagrande extendió la solución de Koseny incluyendo por esas condiciones drenes trapezoidales de pie y drenes inclinados. Comenzó dibujando la parábola básica de Koseny con el punto A como el foco y paso a través los puntos D_0 , C_0 y B, esto se aprecia en la figura 2.25. La ubicación del punto D_0 a 0.3Δ ó $0.3m$ de D, como se dijo anteriormente en el apartado 2.5.1, es hallado gráficamente como una mejor aproximación para la línea superior de flujo. La condición de entrada es ajustada por el arco DF normal al lado aguas arriba y tangente a la superficie libre parabólica.

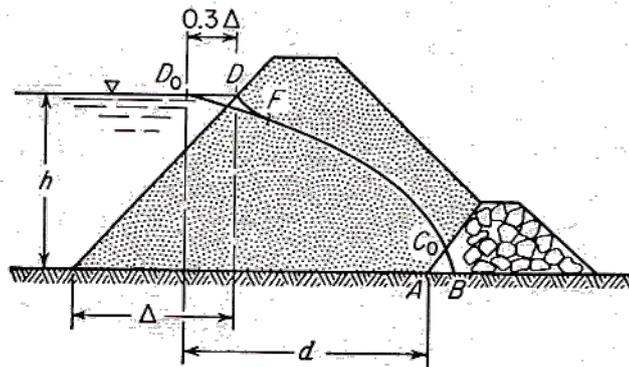


Figura 2.25 Detalle de la distancia “d” ante un filtro de talón. ⁽⁷⁾

Por la construcción de las redes de flujo en la vecindad del dren inclinado en el pie de la presa, Casagrande definió la distancia “ δa ” entre el punto C_0 en la parábola básica y el punto E_0 en la línea de filtración, figura 2.26, de esta manera de obtiene el radio:

$$C = \frac{\delta \cdot a}{a + \delta \cdot a} \quad (2.32)$$

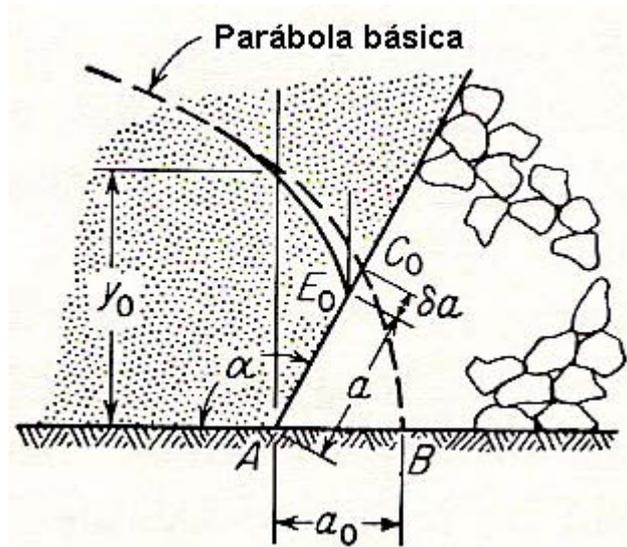


Figura 2.26 Condición de entrada de la parábola de Kozeny. ⁽⁷⁾

el cual es graficado como una función de “ α ” en la figura 2.27, entonces la descarga por unidad de longitud de la presa puede ser determinada con suficiente exactitud con:

$$q = k(\sqrt{d^2 + h^2} - d) \quad (2.33)$$

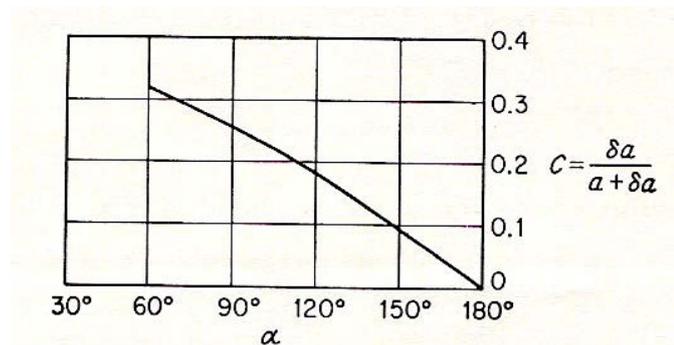


Figura 2.27 Gráfica de la distancia C vs. el ángulo α . ⁽⁷⁾

2.6 Subpresión en la base de una estructura. ⁽⁴⁾

Muchos diques fundados sobre suelos han roto por la formación, aparentemente instantánea, de un túnel o sifón de descarga debajo de la base del dique y dentro del suelo de fundación. La erosión, causada por el torrente de agua que se produce, aumenta rápidamente el ancho y la profundidad del túnel o sifón hasta que, en un momento dado, la estructura, que ha quedado en el aire, rompe en fragmentos y es arrastrada por el torrente. Esta forma de rotura se conoce como rotura por sifonaje.

Las roturas por sifonaje pueden tener su origen en dos procesos distintos, en uno de ellos es el producto de la socavación o erosión subterránea que se inicia en la zona aguas abajo cerca del pie del dique o en algún plano de sedimentación. La rotura se produce tan pronto como la punta de la galería de erosión alcanza el fondo del embalse. La forma de gestación de este tipo de sifonaje hace imposible todo estudio teórico del mismo.

En otro proceso, el sifonaje tiene su origen en el levantamiento instantáneo de una gran masa de suelo situada aguas abajo, en las cercanías del pie de la presa, y es también llamado este proceso como subpresión. Una rotura de este tipo se produce solo cuando la presión de filtración del agua que circula hacia arriba en el suelo situado al pie de la presa se hace mayor que la presión efectiva del suelo. Este proceso es llamado rotura por levantamiento o acción de las subpresiones.

Ante este problema surgen los colchones horizontales de drenaje, los cuales permiten la descarga de las filtraciones y disminuyen la posibilidad de fallas por tubificación, tanto del tipo de erosión subterránea como también las roturas por levantamiento.

Se logra este objeto aplicando peso sobre la porción de la cimentación, aguas abajo de la presa donde existen fuerzas de filtración hacia arriba. El colchón debe ser permeable para que pueda efectuarse el drenaje, y debe proyectarse en forma que se evite el movimiento de las partículas de la cimentación o del terraplén por la descarga de las filtraciones.

2.7 Ejemplos de proyectos de presas de tierra con elementos de drenaje.

A continuación se presentan proyectos ya realizados en los que se aplicaron filtros horizontales de drenaje.

- Presa Alcova.

Ubicada en el Río North Platte, el cual está en el estado de Wyoming, Estados Unidos. Forma parte del proyecto Kendrick, el cual en el año 1946 irrigaba a 14 granjas con un área total de 243 hectáreas, luego en 1980 se incrementó el área de irrigación al triple de la anterior. Los cultivos que son irrigados son alfalfa, granos pequeños, etc. También consta de una central hidroeléctrica la cual genera 69 millones de KWh.

La presa tiene una altura aproximada de 80 metros, con una sección homogénea modificada, cuenta con un talud aguas arriba de 3:1 más un enrocamiento, mientras que en el talud aguas abajo es de 2:1, más un relleno de roca de 8:1. El filtro de drenaje horizontal es de arena y grava, como se aprecia en la figura 2.29, mientras que en la figura 2.28 se tiene una toma panorámica de la presa Alcova.



Figura 2.28 Vista de la presa Alcova

Fuente: Internet, página del Bureau of Reclamation.

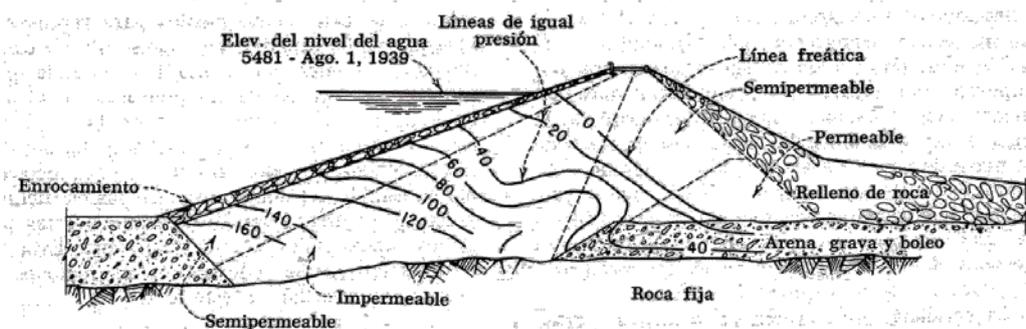


Figura 2.29 Detalle de la sección de la presa Alcova. ⁽⁵⁾

- Presa Lovewell.

Ubicada en el Río Republican, el cual está en el estado de Kansas, Estados Unidos. Forma parte del proyecto PSMBP – Bostwick Division, dicho proyecto es multipropósito, consta de 6 plantas de bombeo y canales laterales los cuales irrigan un área aproximada de 42184 hectáreas de las cuales el 82% tienen el servicio permanente, mientras el 18% restante lo tienen a tiempo parcial, el otro uso que se le da a la presa es el de recreación como la pesca y de portes acuáticos afines.

La presa tiene una altura aproximada de 18 metros, con una sección compuesta por arcillas y limos, cuenta con un talud aguas arriba de 2½:1 protegido por un enrocamiento de 24” de espesor hasta medio talud, más un colchón horizontal con un talud de 20:1, que parte a continuación del enrocado, conformado por diversos materiales terrosos; mientras que el talud aguas abajo es de 2½:1 y en su parte inferior se encuentra el filtro horizontal de drenaje de 5” de espesor conformado por arena y grava, también el talud aguas abajo cuenta con un

colchón de las mismas características como el de aguas arriba, como se muestra en la figura 2.31, y en la figura 2.30 se muestra una foto panorámica de la presa Lovewell.



Figura 2.30 Vista de la presa Lovewell.
Fuente: Internet, página del Bureau of Reclamation.

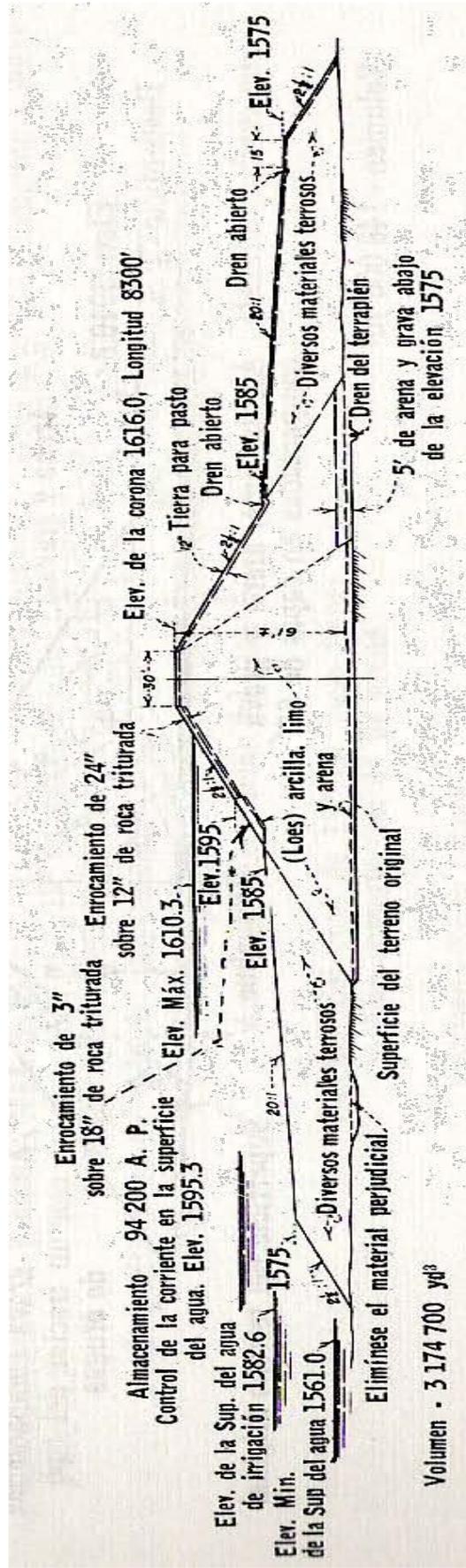


Figura 2.31 Detalle de la sección de la presa Lovewell. (5)

- Presa Stubblefield.

Ubicada en el Río Vermejo, el cual está en el estado de Nuevo Mexico, Estados Unidos. Forma parte del proyecto Vermejo, el cual consta de la presa de recreación Vermejo, canal Vermejo, canal Eagle Tail, presa y reservorio Stubblefield, presas y reservorios No 2, 12, 13, 14 y un sistema de distribución que sirve a 2986 hectáreas. El proyecto fue construido por una compañía privada y rehabilitada por el Departamento del Interior de los Estados Unidos.

La presa Stubblefield es del tipo homogénea modificada, conformada por arcillas, limos y arena compactados en capas de 6". El talud aguas arriba cuenta con una capa de enrocado de 12" de espesor, mientras que en el talud aguas abajo en su parte inferior está ubicado el filtro horizontal de drenaje de 24" de espesor, el cual está constituido por arena y grava compactadas en capas de 12" y cuenta con su respectivo dren de talón. Además el talud aguas abajo tiene una capa de tierra colocada al volteo que parte de la corona de la presa hasta el pie de la misma, como se muestra en la figura 2.33, mientras que en la figura 2.32 se muestra una toma panorámica de la presa.

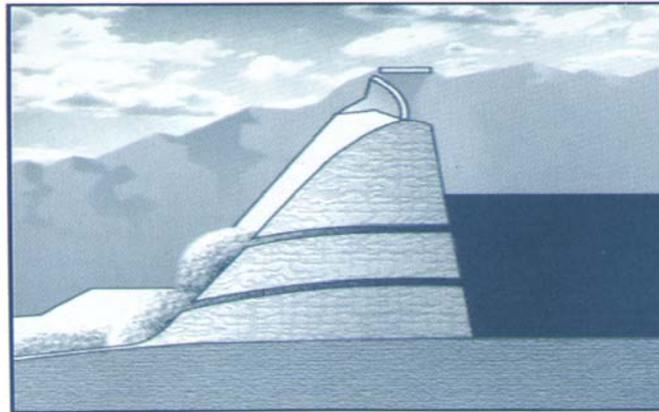


Figura 2.32 Vista de la presa Stubblefield.
Fuente: Internet, página del Bureau of Reclamation.

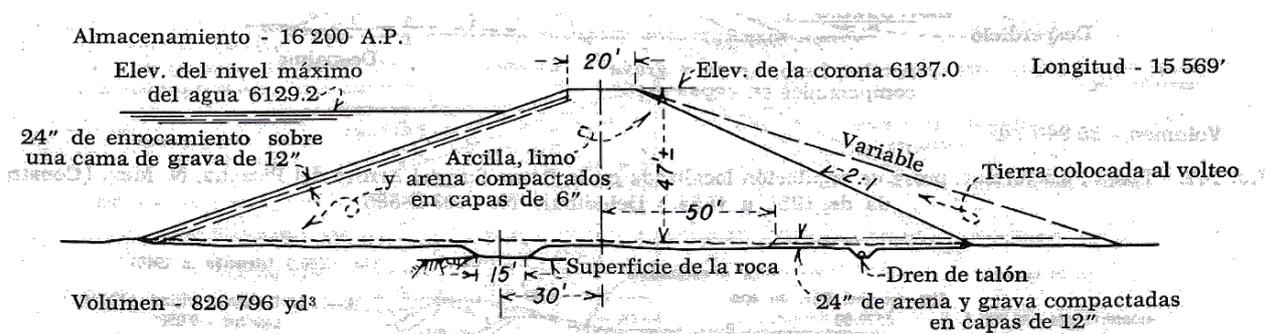


Figura 2.33 Detalle de la sección de la presa Stubblefield. ⁽⁵⁾

CAPITULO III

ESTUDIO EXPERIMENTAL

3.1 Generalidades.

En este capítulo se entra a fondo en el tema de estudio. Para cumplir este propósito se presentan los ensayos realizados, en los cuales se describe el proceso, así como los resultados obtenidos.

3.2 Leyes de semejanza.

El concepto general de similitud puede expresarse en términos de una función f cualquiera, la cual puede ser: temperatura, masa, aceleración, longitud, etc, expresándose de la siguiente forma: la función f' en el modelo es similar a la función f en el prototipo si la relación f'/f es constante cuando las funciones f' y f son evaluadas en puntos y en tiempos homólogos.⁽⁹⁾

Para que el comportamiento del prototipo pueda predicirse a partir de las observaciones en el modelo, es necesario satisfacer los requisitos de similitud de las funciones de interés, dentro de estos, están los de semejanza de longitudes, tanto en la geometría de las secciones de las presas en sayadas como en el tamaño de partícula del material que constituía la presa y la cimentación, como el que formaba parte de los filtros. La escala definitiva que se tomó fue de 1:60, ya que se realizaron ensayos preliminares con una escala de 1:50 los cuales no cumplían con las expectativas esperadas, por eso se optó por la escala ya referida de 1:60, también basada en la capacidad de modelación del tanque de drenaje y filtración empleado.

Esto es, el material cuyos tamaños de partículas oscilan entre 0.59 mm-1.19 mm, representó el material de cimentación como el material de la presa en modelo y equivale en prototipo a una grava gruesa (entre 35 mm y 60 mm). Mientras que el material entre 1.19 mm – 2 mm, representó el material que constituye el filtro de drenaje de las presas, equivaliendo en prototipo a piedra y grava gruesa (entre 60 mm y 100 mm).

Respecto a la geometría de la presa, se modeló una presa de sección trapezoidal de 21.1 cm de altura la cual representó en prototipo a una presa de 12 m de altura con un ancho de corona en modelo de 12.2 cm, que representó a 7 m en prototipo, una base de 117.5 cm en modelo la cual representa un base de 67 m en prototipo, con una profundidad de cimentación hasta el estrato impermeable de 20 cm en modelo, representando a 11 m en prototipo. Todas las presas modeladas se realizaron con un talud aguas arriba de 3:1, mientras que el talud aguas abajo fue de 2:1, siguiendo las recomendaciones dadas en el apartado 2.2.3.

Otro de los requisitos cumplidos es la igualdad de las porosidades del material del modelo y prototipo, $n' = n$, y se cumplió de la siguiente manera:

La porosidad del modelo (n') es:

Conocida la relación de vacíos por el ensayo de permeabilidad (ver anexo), la cual es: $e = 0.665$, y aplicando la ecuación (8) del capítulo I, se tiene la porosidad:

$$n' = (0.665) / (1+0.665)$$

$$n' = 0.399.$$

Mientras que la porosidad del prototipo (n) es hallada como sigue:

Se utiliza la ecuación (1.13).

$$\gamma_d = (G_s \gamma_w) / (1+e)$$

El material del prototipo es una grava gruesa cuyos diámetros de partículas oscilan entre 2.95 cm y 5 cm. La cual tiene las siguientes propiedades:

$$G_s = 2.65 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma_d = 1.6 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma_w = 1 \text{ gr/cm}^3$$

Reemplazando estos datos en la ecuación (1.13) y despejando la relación de vacíos “e”, resulta:

$e = 0.656$, a sí mismo, reemplazando esta relación de vacíos en la ecuación (1.8) se tiene :

$$n = (0.656) / (1+0.656)$$

$$n = 0.396.$$

Por lo tanto, la porosidad del modelo es $n' = 0.399$, mientras que la porosidad del prototipo es $n = 0.396$, se puede decir que se cumple el requisito de igualdad entre ellas.

Una vez revisados los resultados y semejanza establecidos se pretende cumplir el objetivo de la tesis el cual es llegar a establecer gráficos adimensionales de diseño

de filtros en las presas de tierra, y para llegar a cumplir este objetivo se utilizó la modelación de las mismas en un Tanque de drenaje y filtración, con una serie de variantes tanto de cargas de agua como de geometrías de los filtros.

3.3 Ensayos realizados para caracterización del material.

3.3.1 Análisis granulométrico.

Este tipo de análisis consiste en la determinación del rango de tamaños de las partículas presentes en el suelo expresados como un porcentaje del peso total del suelo seco, es decir que la muestra de suelo se tiene que secar previamente a una temperatura de $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ hasta que dos pesadas sucesivas y separadas por una hora de secado en la estufa no difieran en más de 0.1%.

La determinación y distribución del tamaño de las partículas del suelo se realiza de dos formas:

- Análisis mediante tamices (Tamizado): Aplicado a suelos con partículas mayores de 0.075 mm de diámetro (fracción gruesa del suelo).
- Análisis mediante hidrómetro (Sedimentación): Para partículas menores que 0.075 mm de diámetro.

En este caso se utilizará el tamizado (foto 3.1), puesto que el material utilizado cumple con ser mayor que 0.075 mm de diámetro.

El ensayo consiste en la vibración de la muestra de suelo a través de tamices estándar, ordenados en forma de creciente de acuerdo al tamaño de las mallas estándar, los cuales se presentan en la tabla 3.1 con sus respectivas aberturas.

Luego de cumplir la condición de secado, se rompen los terrones en partículas pequeñas antes de pasar a través de los tamices, el tamizado se puede hacer a mano o mediante el empleo de una máquina adecuada.

Se dará por finalizada la operación del tamizado cuando en el transcurso de un minuto no pase más del 1% en peso del material retenido sobre el tamiz. El resultado del tamizado se expresa indicando el porcentaje retenido por cada tamiz referido al total de la muestra. En el peso retenido por cada tamiz, debe incluirse el material obtenido de la limpieza del mismo. Los porcentajes se redondean a números enteros, excepto en los correspondientes al tamiz No 200 que se da con una aproximación del 0.1%.

Las curvas granulométricas obtenidas se presentan en el apéndice A-1.

Tabla 3.1 Aberturas de las mallas para tamizado.

Malla Designación ITINTEC	Abertura Nominal en mm
2 ½"	63.5
2"	50.8
1 ½"	38.1
1"	25.4
¾"	19.1
½"	12.7
¼"	6.35
No 4	4.76
No 8	2.38
No 16	1.19
No 30	0.595
No 50	0.297
No 100	0.149
No 200	0.0740

Fuente: Norma técnica peruana 400.012.

**Foto 3.1** Tamices estandarizados.

3.3.2 Ensayo de permeabilidad.

El ensayo realizado se hizo con ayuda del permeámetro de carga constante, con el siguiente procedimiento:

- Luego de dejar secar aproximadamente 1 Kg. del material a ensayar por 24 horas, se coloca en el permeámetro en los diversos estados de compactación y humedad requeridos, los cuales fueron: suelto, 3 capas con 25 golpes, 5 capas con 25 golpes y 5 capas con 75 golpes.
- Se sella herméticamente el permeámetro verificando que no existan posibles fugas, para luego conectar las mangueras de suministro y salida de agua, verificando que las válvulas de salida estén completamente cerradas.

- Esperando la saturación del material en un tiempo prudente, se abre la válvula horizontal de salida, y con ayuda de una probeta graduada más un cronómetro se toma el flujo de salida en tiempos de dos minutos, anotando la cantidad de flujo, como se muestra en la foto 3.2.
- Todos los datos obtenidos se reemplazan en la fórmula dada por la norma ASTM D2434 – 68, la cual es :

$$k = \frac{QL}{Ath} \quad (3.1)$$

donde, k = coeficiente de permeabilidad, Q = cantidad de agua descargada, L = altura del recipiente permeámetro, A = área interior del permeámetro, t = tiempo de descarga, h = carga hidráulica.

- Obteniendo así el coeficiente de permeabilidad de la muestra, pero se hace una corrección por temperatura como sigue: luego de tomar la descarga se toma la temperatura y se anota, luego ya con el resultado de la permeabilidad dado por la ecuación (3.1) se reemplaza en la ecuación (3.2), la cual es tá en función de la viscosidad de la agua, el resultado de esta operación es el k_{20} , que es ya el coeficiente de permeabilidad normalizado de la muestra.

$$k_{20^{\circ}C} = \frac{\eta_{T^{\circ}C}}{\eta_{20^{\circ}C}} k_{T^{\circ}C} \quad (3.2)$$

donde, k_{20} = coeficiente de permeabilidad corregido a 20 °C, η_T = viscosidad a la temperatura requerida, η_{20} = viscosidad a 20 °C, k_T = coeficiente de permeabilidad hallado.

- Los resultados de todos los ensayos de permeabilidad realizados se presentan en el apéndice A-2.



Foto 3.2 Vista del ensayo de permeabilidad.

3.3.3 Ensayo de compactación.

El ensayo de compactación tiene como finalidad obtener la humedad óptima de compactación de un suelo para una determinada energía de compactación. La humedad óptima de compactación es aquella humedad, en porcentaje de agua, para la cual la densidad del suelo es máxima, es decir obtener cuál es la cantidad de agua que se debe añadir a un suelo para poderlo compactar al máximo con una energía de compactación concreta.

Para encontrar el parámetro de humedad óptima, se realizan 5 ensayos con un mismo suelo, pero con diferentes humedades de manera que después de haber realizado las compactaciones se obtienen 5 densidades de dicho suelo para 5 humedades diferentes, luego se colocan los valores obtenidos en una gráfica en la cual en el eje Y están las densidades secas (gr/cm^3) y en el eje X están las respectivas humedades (%), trazando una curva de manera que el punto más alto de la curva será el de mayor densidad y por tanto el de humedad óptima.

El procedimiento seguido para este ensayo fue el siguiente:

- Se anota el tipo de muestra y las características de molde y martillo empleado, se pesan 10 Kg de la muestra secada al sol y se coloca en un depósito en donde se mezcla uniformemente con una pequeña cantidad de agua inicial.
- El suelo se coloca en un molde cilíndrico estandarizado de 942.6 cm^3 en 3 capas, cada capa se compacta con 25 golpes de martillo, el cual pesa 5.5 lbs, con una altura de caída de 12", dichos golpes se distribuyen uniformemente sobre la superficie de la capa. En la foto 3.3 se aprecia el molde cilíndrico con el respectivo martillo de compactación.

- Luego el suelo es enrasado y se pesa el molde con la muestra húmeda, luego se extrae del molde un espécimen compactado y se coloca en una cápsula; se pesa y se coloca en el horno por 24 horas para determinar el contenido de humedad de la muestra.
- De esta manera se repite el mismo proceso con las 4 muestras restantes agregando progresivamente agua, obteniendo los 5 puntos que representarán la gráfica referida y la posterior obtención de la humedad óptima de compactación.

Los resultados obtenidos junto con las gráficas densidad vs. humedad respectivas, de los ensayos de compactación realizados se encuentran en el apéndice A-3.



Foto 3.3 Molde y martillo Proctor.

3.3.4 Ensayo de corte directo en suelos no cohesivos.

El ensayo de corte directo tiene como objetivo determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra. Esta resistencia se debe a dos componentes: la cohesión, aportada por la fracción fina del suelo y responsable por el comportamiento plástico de este, y el rozamiento interno entre las partículas granulares.

Se realizan tres ensayos por muestra, con variaciones en los pesos verticales, es decir, primero con 8 Kg, luego con 16 Kg y finalmente con 32 Kg.

El procedimiento seguido para este ensayo fue el siguiente:

- Se saturó el suelo a la humedad óptima de compactación.

- Se obtiene la masa de suelo a ensayar con el volumen del molde de metal cuadrado de ensayo que es 66.57 cm^3 y la densidad seca de la muestra, para luego hallar la masa de suelo húmedo a pesar.
- Luego se colocó la masa de suelo hallada en el molde y con ayuda de un martillo pequeño se compacta, para después colocar la tapa superior del molde (fotos 3.4 y 3.5).
- Se le adiciona presión a la tapa del molde, con ayuda de la máquina de ensayos de probetas a compresión, hasta llegar al nivel marcado en la tapa.
- Después se lleva el molde al equipo de ensayo de corte previamente saturado por un tiempo prudente.
- Ya colocado el respectivo peso vertical se procede a aplicar la fuerza de corte a velocidad constante, y a su vez se van tomando datos de deformaciones tanto verticales como horizontales.
- Con estos datos se procede a elaborar una gráfica con la que se obtendrá la resistencia al corte de la muestra para la carga normal aplicada, repitiendo este proceso para las demás cargas verticales (16 y 32 Kg) encontrando la envolvente de Mohr y obteniendo a partir de ella el ángulo de fricción.

En la foto 3.6 se aprecia el ensayo de corte directo, notándose el peso vertical en la parte inferior del equipo de color rojo, el cual fue de 16 K g. Los resultados del ensayo de corte directo se encuentran en el apéndice A-4.



Foto 3.4 Llenado del molde metálico.



Foto 3.5 Molde metálico listo para el ensayo.



Foto 3.6 Vista del ensayo de corte directo.

3.4 Selección y descripción del agregado.

El procedimiento para la selección del material en el desarrollo de la tesis fue el siguiente:

- El material requerido era arena gruesa, específicamente 2 tipos de suelos, uno que esté comprendido entre lo que pasa la malla No.10 (2.00 mm) y retenido por la No.16 (1.19 mm), y el segundo tipo que pase la malla No. 16 (1.19 mm) y sea retenido por la No.30 (0.59 mm). Ante esto se realizó un análisis entre las dos canteras de arena gruesa con las cuales se tenía disponibilidad, una de ellas era la cantera Cerro Mocho, ubicada en el distrito de Ignacio Escudero, provincia de Sullana, y la otra era la cantera La Viña ubicada en la provincia de Chulucanas.
- Este análisis consistió en lo siguiente: según la curva granulométrica de la cantera La Viña, el porcentaje retenido por la malla No.16 es 10% y 32.28% para la malla No.30, mientras que para la cantera Cerro Mocho, el agregado retenido en la malla No.16 es 5.38% y 9.65% para la malla No.30. Con estos resultados se optó por la cantera La Viña, la cual presentaba porcentajes de retención mucho mayores que los de la cantera Cerro Mocho.
- El agregado de la cantera La Viña fue proporcionado por el Proyecto de Investigación en Modelo Hidráulico de la Presa Limón del Proyecto Olmos desarrollado por el Instituto de Hidráulica de la Universidad de Piura.
- Luego que se contó ya con el agregado, a proximadamente 0.8 m^3 , se procedió a su lavado, ya que presentaba materiales orgánicos dentro de su composición, para luego ser secado al aire libre.
- Después se realizó el proceso de tamizado de la arena, con este proceso de clasificación resultaron 73 Kg (0.05 m^3) del primer tipo de suelo (entre la malla No.10 y la No.16) y 235 Kg (0.16 m^3) del segundo tipo de suelo (entre la malla No.16 y la No.30).
- Luego del proceso de clasificación de los dos tipos de suelos se procedió a realizar los ensayos respectivos para hallar las propiedades físicas requeridas, estos ensayos ya descritos anteriormente fueron: Granulometría, ensayo de permeabilidad, ensayo de compactación y ensayo de corte directo.
- Hay que mencionar que se usaron agregados adicionales como: arena fina, y grava de 3/8". La arena fina, cuya procedencia es de la cantera Bosconia, ubicada en la ciudad de Piura, se utilizó para la modelación de presas sin filtro, con material más fino que el suelo clasificado, los resultados de los ensayos realizados para hallar sus propiedades físicas se encuentran también en la parte de apéndices.
- La grava de 3/8" triturada, cuya procedencia es de la cantera Sojo ubicada en la provincia de Sullana, se utilizó para la conformación del filtro de talón tipo enrocado.

A continuación se presenta un resumen de los ensayos realizados para hallar las propiedades de los tipos de suelo clasificados.

Para facilidad de lectura se designará a los suelos de la siguiente manera:

Arena entre malla No 10 (2mm) y malla No 16 (1.19mm) : suelo 1.

Arena entre malla No 16 (1.19mm) y malla No 30 (0.59mm) : suelo 2.

Arena fina, se designada de la misma manera.

Grava de 3/8", se designada de la misma manera.

Las hojas de cálculo y los gráficos de cada ensayo realizado se encuentran en la parte de apéndices.

Ensayo de granulometría

Tabla 3.2 Resultados en granulometría.

Suelo	Tamaño efectivo D_{10} (mm)	D_{60}	Coefficiente de uniformidad (D_{60}/D_{10})	Clasificación SUCS
Suelo 1 (2 m m – 1.19 mm)	1.03	1.65	$1.60 < 6$, no es bien graduada	SP, Arena pobremente graduada y arena gravosa con poco finos o sin finos
Suelo 2 (1.19 mm – 0.59 mm)	0.37	0.84	$2.27 < 6$, no es bien graduada	SP, Arena pobremente graduada y arena gravosa con poco finos o sin finos
Arena fina	0.11	0.27	$2.45 < 6$, no es bien graduada	SP, Arena pobremente graduada y arena gravosa con poco finos o sin finos
Grava de 3/8"	3.44	6.35	$1.85 < 4$, no es bien graduada	GP, Grava pobremente graduada y mezcla grava – arena con poco fino o sin finos

Ensayo de permeabilidad.**Tabla 3.3** Resultados obtenidos en el ensayo de permeabilidad.

Tipo de suelo	Compactación	Peso (gr)	Densidad (gr/cc)	Relación de Vacíos (%)	K ₂₀ (cm/s)
Suelo 1 (1.19mm y 2mm)	Suelta	718.6	1.51	0.85	0.118
	3 con 25	734	1.54	0.75	0.089
	5 con 25	739.2	1.55	0.72	0.072
Suelo 2 (0.59mm y 1.19mm)	Suelta	669.3	1.41	0.72	0.068
	3 con 25	706	1.49	0.68	0.053
	5 con 25	718	1.51	0.67	0.046
Arena fina	Suelta	669.9	1.47	0.77	0.019
	5 con 50	839.3	1.61	0.62	0.00486

Ensayo de compactación.**Tabla 3.4** Resultados obtenidos en el ensayo de compactación.

Tipo de suelo	Máxima densidad seca (gr/cm ³)	Humedad óptima (%)
Suelo 1 y Suelo 2	1.55	7.10
Arena fina	1.61	10.2

Ensayo de corte directo.

En este ensayo se realizaron para los tres tipos de arena que se tiene, esto es para el suelo 1, suelo 2 y para la arena fina. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 3.5 Resultados obtenidos en el ensayo de corte directo.

Tipo de suelo	Densidad en estado compactado (gr/cm ³)	Angulo de fricción
Suelo 1	1.50	43°
Suelo 2	1.55	35°
Arena fina	1.60	26°

3.5 Descripción del equipo.

3.5.1 Tanque de drenaje y filtración.⁽¹²⁾

Con el fin de llegar al objetivo de esta tesis, se hizo uso del equipo denominado Tanque de drenaje y filtración modelo S1 construido por la compañía ARMFIELD de Inglaterra (figura 3.1), el cual permitió la modelación de presas de tierra con diferentes características, las cuales serán explicadas con un mayor detalle. Este equipo está ubicado en el Instituto de Hidráulica de la Universidad de Piura.

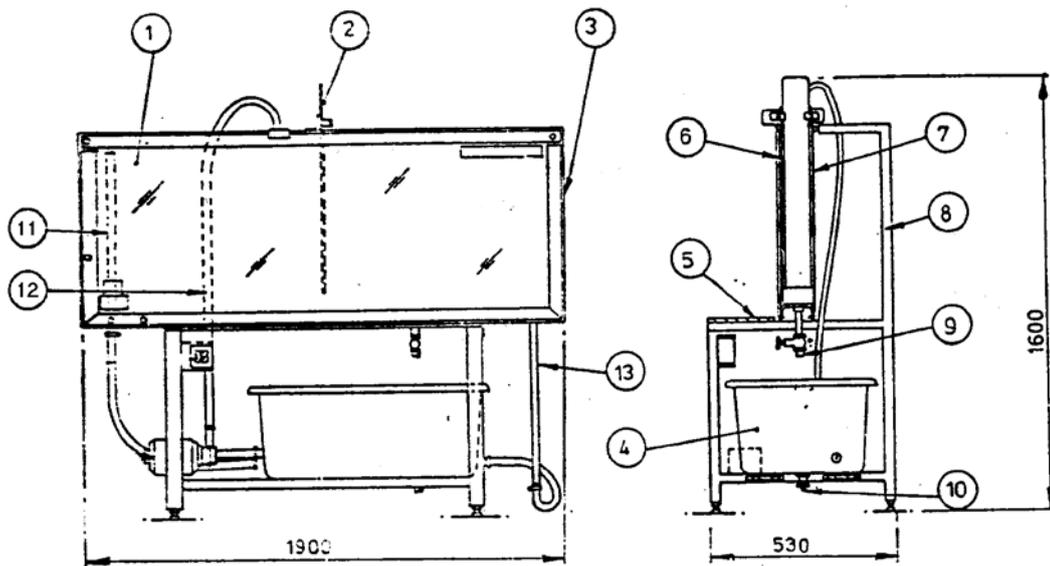


Figura 3.1 Vista general del Tanque de drenaje y filtración. Dimensiones en milímetros.⁽¹²⁾

Las características principales del equipo, figura 3.1, se describen a continuación:

Soporte especialmente diseñado (8) que cuenta con cuatro patas ajustables y un estante (5), Tanque de drenaje y filtración (1), tanque de almacenamiento (4) que cuenta con su respectivo desagüe en la parte inferior (10). Este tanque de drenaje y filtración está fabricado de acero con una sección en U (3), un lado está fabricado de vidrio templado para ofrecer buena visibilidad (6) mientras que el lado posterior está hecho de aluminio (7). Cuenta con dos cañerías de rebose ajustables e independientes (11) y (13), dos rieles de aluminio ubicados en el borde superior del tanque para subir o bajar la tablestaca impermeable según su requerimiento (2), una cañería de entrada de agua (12), y en la parte inferior del tanque hay un desagüe (9) el cual se utiliza para limpiar el equipo.

El equipo actualmente no cuenta con la bomba que se muestra en la figura 3.1, así que el ingreso de agua se hace directamente desde un suministro de agua cercano al equipo mediante una manguera (12).

⁽¹²⁾ Armfield technical education Co, 1983.

Los accesorios adicionales con los que cuenta el equipo son los siguientes:

- Membranas permeables.

Estas membranas están hechas de metal perforado con bordes de jebe, con estas pequeñas perforaciones es suficiente para permitir el paso de partículas de arena, dentro de la superficie que se quiere aislar. Hay de dos tipos, una vertical (figura 3.2) y una curva (figura 3.3).

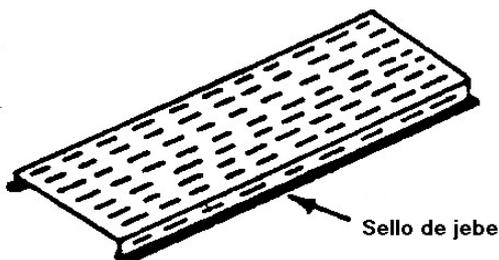


Figura 3.2 Membrana impermeable. ⁽¹²⁾

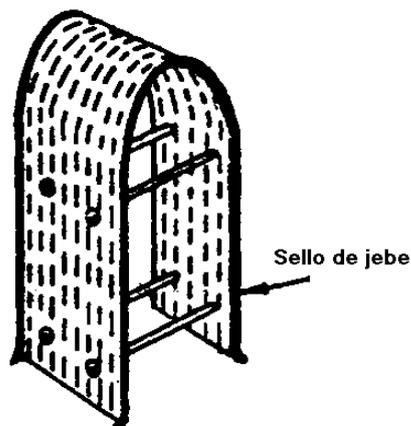


Figura 3.3 Membrana impermeable curva. ⁽¹²⁾

- Membranas impermeables con piezómetros.

Están hechas de PVC, con un espesor de 6 mm y cuentan con sellos de jebe a lo largo de los bordes longitudinales. La membrana horizontal que simula una cimentación de cualquier estructura hidráulica tiene 610 mm de largo y cuenta con 5 piezómetros a lo largo de ésta, (figura 3.4); mientras que la membrana vertical de presión lateral tiene una longitud de 720 mm y también cuenta con 5 piezómetros a 90°, cuenta con sellos de jebe en sus bordes longitudinales (figura 3.5).

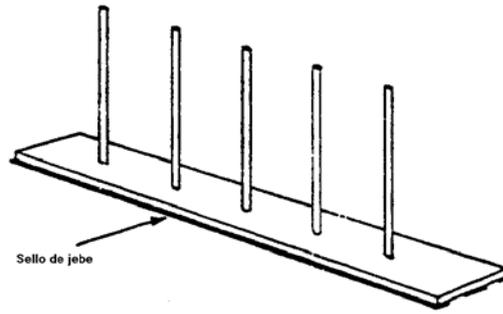


Figura 3.4 Placa horizontal con piezómetros. ⁽¹²⁾

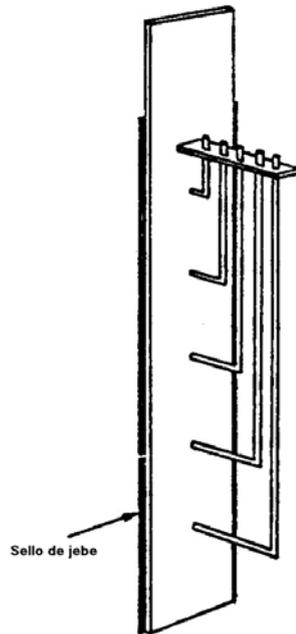


Figura 3.5 Placa vertical con piezómetros. ⁽¹²⁾

- Membrana vertical impermeable.

Esta hecha de PVC, con un espesor de 6mm y un largo de 720 mm, cuenta con sellos de jebe. Esta membrana cumple la función de una tablestaca y puede ser variada su longitud vertical, dependiendo del requerimiento del ensayo (figura 3.6).

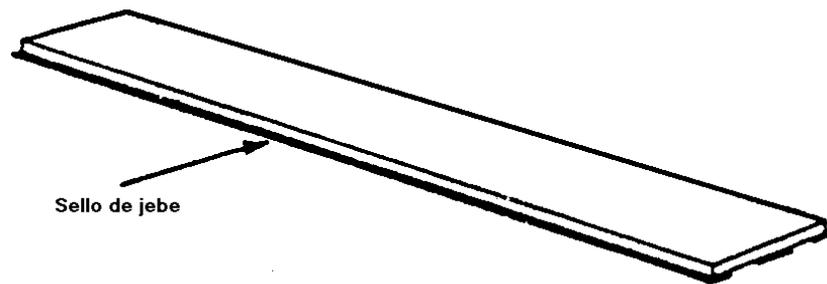


Figura 3.6 Placa impermeable. ⁽¹²⁾

- Unidad de inyección de tinte.

El equipo contaba originalmente con la unidad de inyección de tinte de fábrica, pero actualmente no está operativa, ante esto se reemplazó por un equipo de suministro de suero convencional, el cual se adquiere en cualquier farmacia. Este equipo consta de: un envase de suero (1000 ml), e equipo para venoclisis que se conecta al envase de suero y tiene una válvula de control de caudal seguida por una manguera donde se conecta una aguja (foto 3.7).



Foto 3.7 Equipo de inyección de tinte.

3.5.2 Funcionamiento y mantenimiento del equipo.

Antes de poner en operación el tanque de drenaje y filtración, se debe que tener en cuenta lo siguiente:

- Posicionar firmemente el equipo sobre una superficie resistente.
- Nivelar el tanque por medio de las cuatro patas ajustables y con ayuda de un nivel de mano verificar la posición en la que se encuentra.
- Asegurarse que la cañería de entrada se encuentre ubicada en el retenedor que está en la parte superior del tanque de drenaje y filtración, ajustándola firmemente.
- Verificar que el desagüe del tanque de almacenamiento y del tanque de drenaje y filtración se encuentren cerrados.
- Levantar las dos cañerías de rebose a la altura máxima y proceder a llenar el tanque con agua para verificar cualquier gotera y observar si el nivel de agua es completamente horizontal, caso contrario ajustar las patas adecuadamente.
- Bajar las dos cañerías de rebose y drenar el agua del canal.
- Verificar el ajuste adecuado de todos los accesorios y asegurarse que todos los sellos de jebes laterales funcionen correctamente.

Luego de esto, el equipo puede ser llenado con el agregado seleccionado para la preparación del trabajo experimental.

Es recomendable que se limpie constantemente el lado de vidrio del tanque para que permita una buena visualización del ensayo a realizar, además cuando se termine de ensayar, todos los accesorios y el equipo deben ser guardados limpios, puesto que residuos del agregado pegados a los accesorios podrían afectar al vidrio templado del equipo.

3.6 Procedimiento en el análisis de la filtración en una presa de tierra.

Se presenta la metodología seguida para el análisis de la filtración de una presa de tierra, modelada en el tanque de drenaje y filtración.

3.6.1 Material y equipo.

- Tanque de drenaje y filtración con la unidad de inyección de tinte.
- Agregados, suelo 1, suelo 2, grava de 3/8", arena fina.
- Probeta graduada.
- Cronómetro.
- Wincha.
- Cilindro para tomar muestras in-situ del grado de compactación de la presa: peso = 85.5 g, volumen = 110 cm³.

- Tinte vegetal de color rojo, tiene una mejor visualización en el medio permeable.
- Nivel de mano.
- Plumón y escuadras.
- Martillo de compactación Proctor, cuyo peso es de 5.5 libras.
- Balanza.

3.6.2 Procedimiento constructivo de las presas en modelo.

- Una vez cumplidas las condiciones dadas en el apartado 3.5.2, se prepara el tinte en un envase, hasta que tenga un color rojo intenso, luego se vierte en el equipo de inyección para ser instalado en el tanque de drenaje y filtración a una altura aproximada de 1.5 m sobre el nivel superior del tanque.
- Se dibuja la sección de la presa a ensayar con un plumón sobre la superficie de vidrio del tanque de drenaje y filtración.
- Se ajustan los reboses a las respectivas alturas de diseño dispuestas.
- Se prepara el agregado con la humedad requerida (con ayuda de la balanza para medir las cantidades exactas de agua a añadir), en un depósito adecuado para que tenga dicha humedad en toda la muestra.
- Luego se vierte el agregado al tanque, esparciéndolo de manera que quede una franja de aproximadamente 10 cm de espesor, nivelar dicha franja con un pedazo de madera de adecuado grosor, para luego comenzar a compactar la franja con el martillo Proctor.
- Cuando se ha superado más de la mitad de la cimentación, se coloca el cilindro de ensayo de control de la compactación, se pesa y se pone en el horno por 24 horas, con estos datos se halla el grado de compactación. De la misma manera se realiza este control ya en el nivel de la presa.
- Ya completado el nivel superior de la presa, se procede a nivelar los taludes respetando la geometría dibujada.
- Una vez construida la presa, se procede a dar inicio al ingreso de agua al sistema, el ingreso de agua se hace aguas arriba de la presa y se recomienda que el caudal de entrada sea aproximadamente de $14 \text{ cm}^3/\text{s}$, el cual permite una entrada de agua lenta sin que exista mucha turbulencia aguas arriba de la presa, hasta al canzar el nivel máximo aguas arriba limitado por el respectivo rebose.

3.6.3 Visualización de las líneas de flujo.

- Ya instalada la unidad de inyección de tinte, se procede a colocar la aguja en el talud aguas arriba en cualquier ubicación deseada, de preferencia en la intersección del nivel superior de agua con el talud aguas arriba para visualizar la línea superior de flujo.
- La aguja se introduce 1.5 cm aproximadamente en el talud aguas arriba y bastante aproximada al vidrio templado para una mejor visualización.
- Se abre un poco la válvula de la unidad de inyección de tinte y se observa el paso del tinte a través de la manguera hasta llegar al talud, inmediatamente

se observa que el tinte penetra en el talud y comienza a formarse la línea superior de flujo, como se muestra en la foto 3.8.

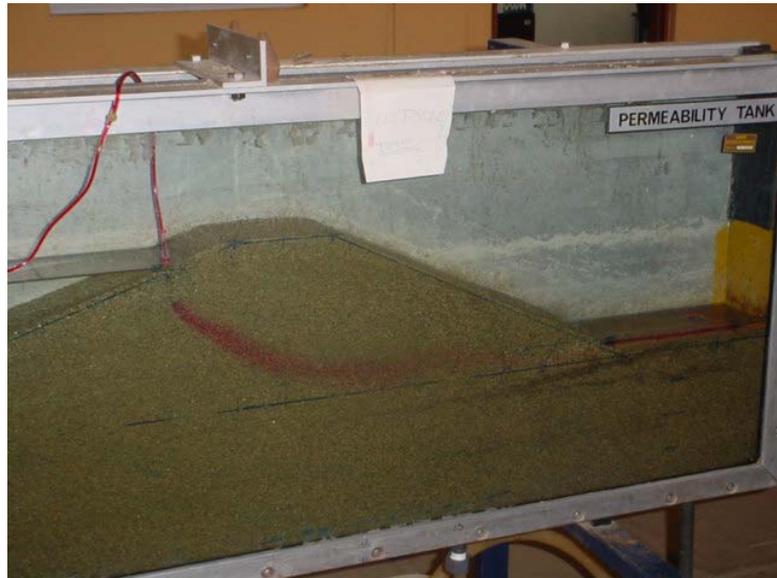


Foto 3.8 Visualización de la línea de flujo superior.

- Hay que revisar la aguja constantemente, ya que entran partículas de arena y la obstruyen.
- Luego se procede al trazado de la línea con un plumón, sobre el vidrio templado siguiendo todo su recorrido.
- El proceso se repite para las demás líneas de flujo que se quieran visualizar, moviendo la aguja a lo largo del talud aguas arriba.
- El tiempo de visualización depende de la longitud de la línea de flujo que se quiera visualizar, por ejemplo para la línea superior de flujo requiere un tiempo aproximado de 20 a 30 minutos, dependiendo de lo bien que esté funcionando la unidad de inyección de tinte; mientras que para la línea de flujo inferior se requiere entre 1 y 2 horas. Una línea de flujo cercana a la línea inferior se muestra en la foto 3.9.



Foto 3.9 Visualización de una línea de flujo.

3.6.4 Medición del caudal de filtración.

- Esperando la saturación de la presa, con un flujo continuo de filtración, ya se puede medir el caudal aguas abajo de la presa.
- Se desconecta la manguera del rebose aguas abajo, y se coloca un depósito que reciba el flujo.
- Verificando que este flujo sea continuo, se coloca la probeta graduada y en el mismo instante de colocación de ésta se pone en marcha el cronómetro. La foto 3.10 muestra la toma del caudal de filtración (flecha amarilla) con ayuda de la probeta graduada.
- Cumpliendo el tiempo deseado se retira la probeta y se toma lectura de la cantidad de flujo recibido, con estos datos ya se conoce el caudal de filtración.
- Es necesario tomar varias lecturas para obtener un patrón razonable de caudal de filtración a determinada carga aguas arriba.



Foto 3.10 Medición del caudal de filtración.

3.7 Verificación de estabilidad de los modelos de presa a ensayar.

El proceso constructivo realizado para todos los ensayos que se van a describir a continuación, se rigen por el proceso ya descrito en el apartado 3.6.

Las presas de tierra modeladas que a continuación se detallan representan presas de 12 metros de altura con el talud aguas arriba de 3:1 y el talud aguas abajo de 2:1 (según las recomendaciones del apartado 2.2.3, en el punto de taludes), cimentadas sobre el mismo material que constituye la presa, es decir la presa se construirá con

el mismo material de la zona donde se requiera la construcción de un proyecto de similares características.

3.7.1 Verificación de la estabilidad de taludes.

Angulo del talud aguas abajo, $\alpha = 26.61^\circ$

Angulo de fricción del suelo, $\phi = 35^\circ$

Aplicando la ecuación (2.5):

$$F = \frac{\tan 35^\circ}{\tan 26.61^\circ}$$

$$F = 1.40, > 1.2 \Rightarrow \text{Ok}$$

Cumpliendo la condición de estabilidad dada.

3.7.2 Verificación de las granulometrías del filtro y el material de la base.

Se procede a la verificación de la granulometría del filtro respecto a la granulometría de la cimentación o base, dadas por las ecuaciones 2.6, 2.7 y 2.8.

$D_{15} \text{ Filtro} = 1.19$, $D_{50} \text{ Filtro} = 1.54$, $D_{85} \text{ Filtro} = 1.88$.

$D_{15} \text{ Base} = 0.29$, $D_{50} \text{ Base} = 0.76$, $D_{85} \text{ Base} = 1.03$.

$$\frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{85} \text{ Base}} \leq 4 - 5$$

$$\frac{1.19}{1.03} = 1.15 \leq 4 - 5 \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\frac{D_{50} \text{ Filtro}}{D_{50} \text{ Base}} < 25$$

$$\frac{1.54}{0.76} = 2.03 < 25 \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{15} \text{ Base}} \geq 4 - 5$$

$$\frac{1.19}{0.29} = 4.1 \geq 4 - 5 \Rightarrow \text{Ok}$$

Cumpliendo todas las condiciones para la granulometría del filtro y cimentación.

3.8 Resultados obtenidos en el tanque de drenaje y filtración.

Las distancias serán presentadas en centímetros y variarán según la escala (1:50 ó 1:60), esto con el fin de relacionar estas distancias con los caudales obtenidos y así efectuar la comparación de los resultados hallados en este capítulo con los analíticos del capítulo IV, además de la elaboración de la gráfica de diseño.

3.8.1 Presa con arena fina, E 1:50 sin filtro.

- Material que constituye la presa y cimentación arena fina SP.
- Características de la sección de la presa:

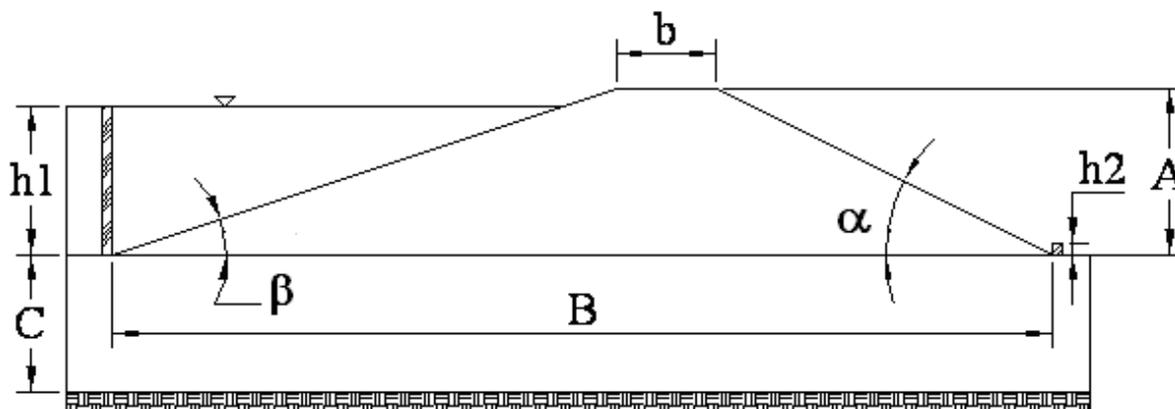


Figura 3.7 Sección de la presa con arena fina, E 1:50 sin filtro.

- Escala	= 1:50
- β	= 18.46°
- α	= 26.61°
- Talud aguas arriba	= 3:1
- Talud aguas abajo	= 2:1
- h_1	= 21.6 cm.
- h_2	= 0 cm.
- $h = h_1 - h_2$	= 21.6 cm.
- b	= 14 cm.
- B	= 134 cm.
- A	= 24 cm.
- C	= 20 cm.

- Descripción del ensayo:

El ensayo se realizó, como ya se mencionó, con arena fina SP, con un grado de humedad óptima de compactación del 10.3% verificada in situ, valor muy cercano al hallado en el laboratorio.



Foto 3.11 Vista general del ensayo de la presa de tierra con arena fina sin filtro.

Debido a que este tipo de agregado es muy fino, su baja permeabilidad ofrece pocos espacios vacíos para que las líneas de flujo puedan encontrar un camino libre por donde desplazarse. Como resultado las líneas de flujo se esparcen por dicho medio permeable de manera discontinua, como lo muestra la foto 3.12, donde se aprecia la falla del talud aguas abajo.

No se pudieron realizar más lecturas o visualizaciones debido al reducido tiempo de estabilidad que tuvo el talud aguas abajo de la presa.



Foto 3.12 Visualización discontinua de las líneas de flujo.

- Fallas en la presa :

Las fallas en la presa se presentaron en el talud aguas abajo, en un tiempo de 2.43 minutos después de que se alcanzó el nivel máximo aguas arriba ($h_1 = 21.6$ cm.), que en este caso representa la carga hidráulica total, puesto que aguas abajo no existe altura de agua. Esta falla se debe básicamente a la socavación o erosión subterránea, concepto visto en el capítulo II, la cual se inicia cerca del pie de la presa, como sucedió en este caso.

Se notó que la falla siguió el tipo de falla circular descrito, deslizándose los granos del talud y produciendo el lavado de los mismos, desmoronándose progresivamente todo el talud aguas abajo (foto 3.12 y foto 3.13).



Foto 3.13 Falla en el talud aguas abajo de la presa.

- Caudal de filtración:

Los caudales de filtración que se registraron aguas abajo oscilaron entre $0.8 \text{ cm}^3/\text{s}$ y $1.5 \text{ cm}^3/\text{s}$, durante el corto tiempo que se mantuvo estable la presa. Luego que se produjo la falla se incrementaron de manera sustancial con un promedio de $11 \text{ cm}^3/\text{s}$.

3.8.2 Presa de tierra, E 1:50 sin filtro.

- Material que constituye la presa y cimentación arena gruesa SP clasificada (suelo 2), cuyos diámetros de partículas están entre 0.59mm y 1.19mm.
- Características de la sección de la presa:

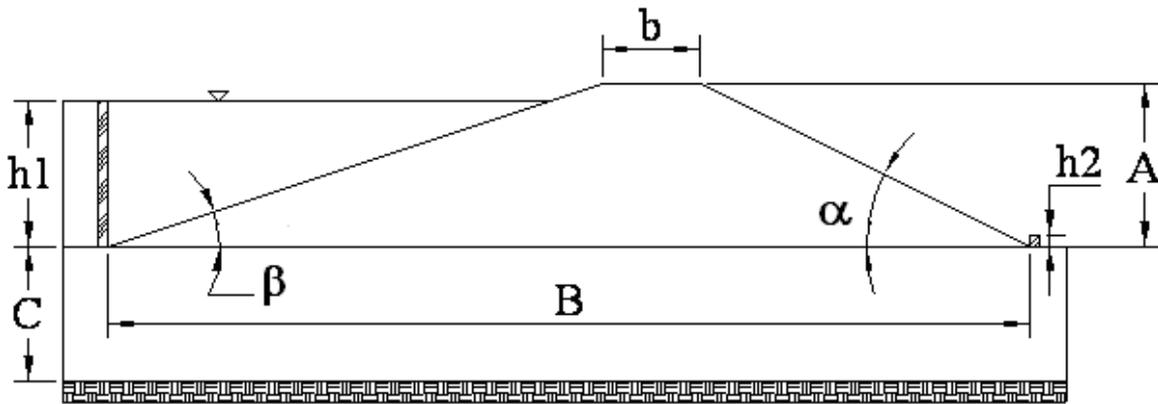


Figura 3.8 Sección de la presa con suelo 2, E 1:50 sin filtro.

- Escala	= 1:50
- β	= 18.46°
- α	= 26.61°
- Talud aguas arriba	= 3:1
- Talud aguas abajo	= 2:1
- h_1	= 21.6 cm.
- h_2	= 0 cm.
- $h = h_1 - h_2$	= 21.6 cm.
- b	= 14 cm.
- B	= 134 cm.
- A	= 24 cm.
- C	= 20 cm.

- Descripción del ensayo:

El ensayo se realizó, como ya se mencionó, con arena gruesa SP clasificada, con un grado de humedad óptima de compactación del 7.26% verificada in situ, valor cercano al hallado en el laboratorio.

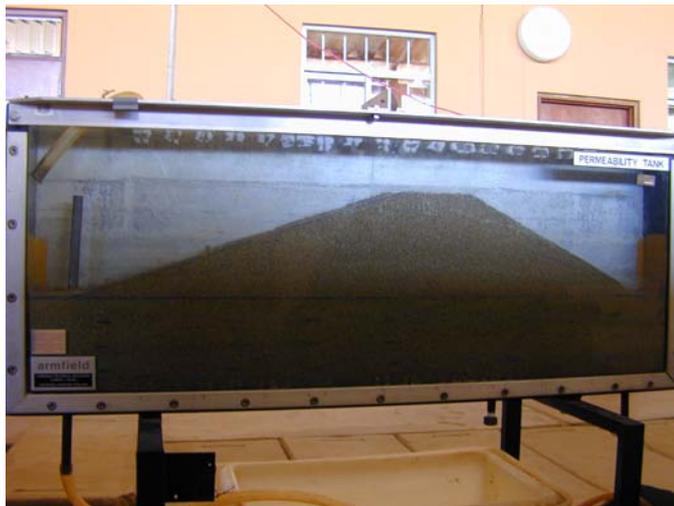


Foto 3.14 Vista general del ensayo de la presa de tierra con suelo 2, sin filtro.

Con este tipo de agregado se pudo apreciar de manera clara las líneas de flujo, debido a que su relación de vacíos es mayor a la que presenta la arena fina, por lo tanto su permeabilidad también es mayor, ante esto las líneas de flujo se desplazan en un medio laminar el cual se caracteriza por ser un movimiento ordenado en el cual las líneas de corriente tienen una trayectoria bien definida. Como puede apreciarse en la foto 3.15 el inicio de una línea de flujo bien definida en el talud aguas arriba.

Pero se presentó el mismo problema que en el ensayo anterior, es decir falló el talud aguas abajo debido al mismo problema, socavación o erosión subterránea del talud con la diferencia que el tiempo de falla fue mucho mayor.

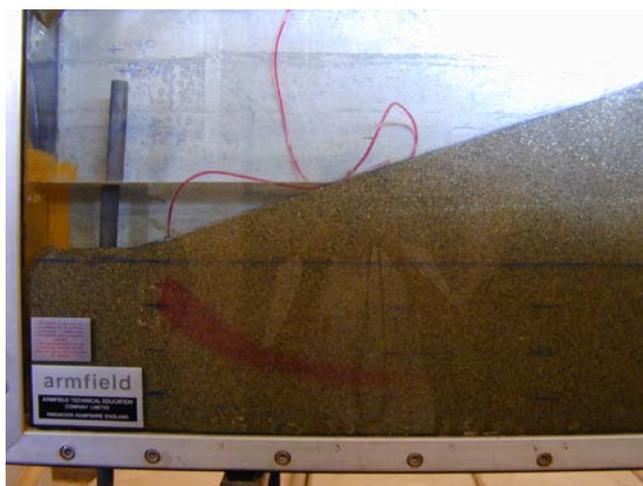


Foto 3.15 Comienzo de la visualización de una línea de flujo aguas arriba de la presa.

- Fallas en la presa :

Las fallas en la presa se presentaron en el talud aguas abajo, en un tiempo de 24 minutos de spués de que se alcanzó el nivel máximo a aguas arriba ($h_1 = 21.6$ cm.), que en este caso representa la carga hidráulica total puesto que aguas abajo no existe altura de agua.

La falla que se presentó fue la misma producida en el ensayo anterior, socavación o erosión subterránea, la cual se inicia cerca del pie de la presa, comenzando el desplazamiento de partículas de arena hacia el pie del talud para luego proseguir el lavado de las mismas de manera constante hasta producirse el total colapso del talud, como se muestra en la foto 3.16, e incrementándose los caudales de filtración paulatinamente.

La estabilidad que la arena gruesa clasificada otorgó a la presa es notable, pero se buscaba que sea estable totalmente, por lo que se optó por reducir la escala de la presa y alejar el pie del talud aguas abajo del rebose ya que se encontraba junto a él, por lo tanto las velocidades en esa zona eran mayores, contribuyendo a un lavado más intenso de las partículas de arena por consiguiente al colapso inmediato del talud. La escala elegida fue 1:60 de manera que el pie del talud aguas abajo estaba a 15.5cm del rebose, analizando este caso en el ensayo siguiente.

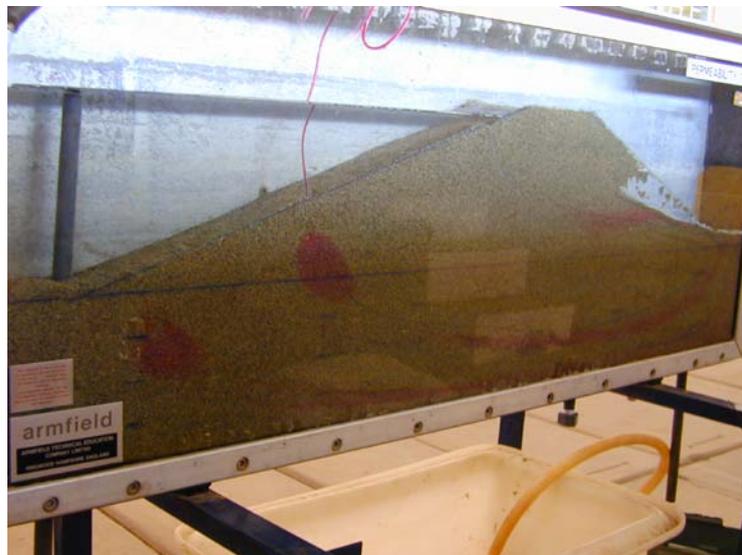


Foto 3.16 Falla en el talud aguas abajo de la presa.

- Caudal de filtración:

Los caudales de filtración que se registraron aguas abajo oscilaron entre $11.5 \text{ cm}^3/\text{s}$ y $13.5 \text{ cm}^3/\text{s}$, los cuales son mucho mayores a los obtenidos en la presa con arena fina, claramente se debe a la diferencia de permeabilidades entre una arena fina y una gruesa.

3.8.3 Presa de tierra, E 1:60 sin filtro.

- Material que constituye la presa y cimentación arena gruesa SP clasificada (suelo 2), cuyos diámetros de partículas están entre 0.59mm y 1.19mm.
- Características de la sección de la presa:

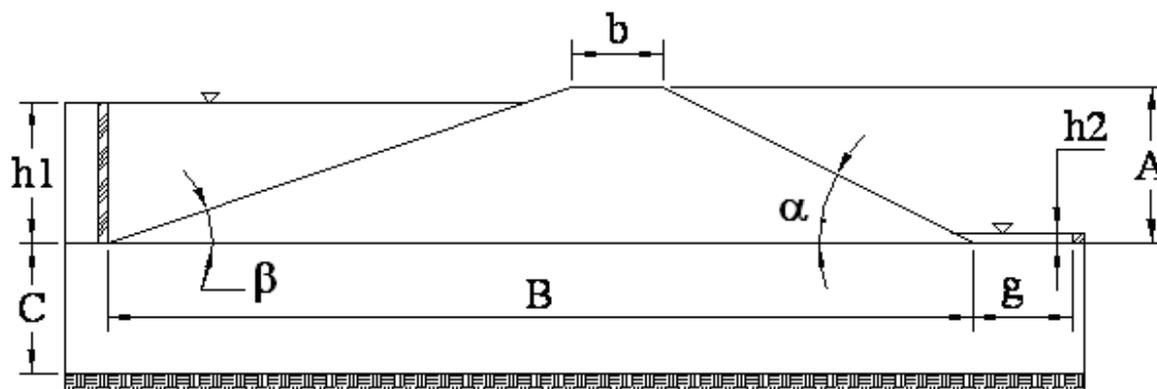


Figura 3.9 Sección de la presa con suelo 2, E 1:60 sin filtro.

- Escala	= 1:60
- β	= 18.46°
- α	= 26.61°
- Talud aguas arriba	= 3:1
- Talud aguas abajo	= 2:1
- h_1	= 18.9 cm.
- h_2	= 1.6 cm.
- $h = h_1 - h_2$	= 17.3 cm.
- b	= 12.2 cm.
- B	= 117.5 cm.
- A	= 21.1 cm.
- C	= 20 cm.
- g	= 15.5 cm.

- Descripción del ensayo:

El ensayo se realizó, como ya se mencionó, con arena gruesa SP clasificada, con un grado de humedad óptima de compactación del 7.26% verificada in situ, valor cercano al hallado en el laboratorio. Con la variación respectiva de la escala, dejando una distancia de 15.5 cm (“g”, figura 3.9) entre el pie del talud aguas abajo y el respectivo rebose, con una altura de carga de salida de 1.6 cm (“h₂”, figura 3.9).



Foto 3.17 Vista general del ensayo de la presa de tierra con suelo 2, E 1:60 sin filtro.

Como ya se mencionó en el ensayo anterior, con este tipo de arena la apreciación de las líneas de flujo es clara. Como puede apreciarse en la foto 3.18, el inicio de una línea de flujo bien definida en el talud aguas arriba, a pesar del colapso del talud aguas abajo.

El tiempo de falla que se presentó fue de 60 minutos, de mostrando que el alejamiento del pie del talud del rebose contribuyó a la estabilidad de la presa más la carga aguas abajo que se proporcionó, lo que disminuyó notablemente las velocidades en esa zona haciéndola estable y de un flujo uniforme.

Una vez más, pero en un tiempo mayor, se presentó el mismo tipo de falla en el talud aguas abajo, lo que llevó a la conclusión de que se necesitaba de un elemento que solucionara el problema que se presentaba en dicho talud, es decir que controle las filtraciones y proporcione una estabilidad completa del talud aguas abajo así como la presa en sí, este elemento es el filtro de drenaje. Las diferentes geometrías propuestas para éstos se presentan en los siguientes ensayos.

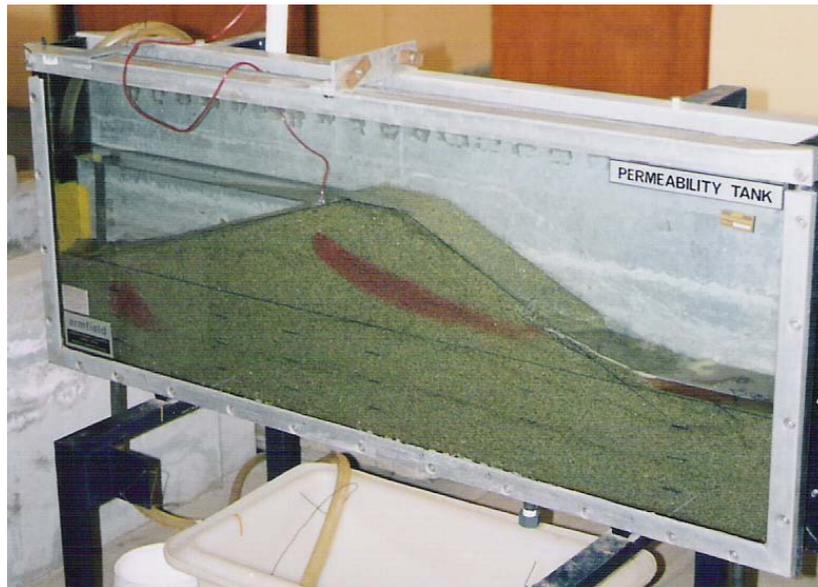


Foto 3.18 Visualización de la línea superior de flujo.

- Fallas en la presa :

Las fallas en la presa se presentaron en el talud aguas abajo, en un tiempo de 60 minutos después de que se alcanzó el nivel máximo aguas arriba ($h_1 = 18.9$ cm.), Siendo la carga hidráulica total 17.3 cm, ya que aguas abajo se modificó la altura del rebose a 1.6 cm. (h_2).

La falla que se presentó es la misma producida en el ensayo anterior, socavación o erosión subterránea, la cual se inicia cerca del pie de la presa, comenzando el desplazamiento de partículas de arena hacia el pie del talud para luego proseguir el lavado de las mismas de manera constante hasta producirse el total colapso del talud, como se muestra en la foto 3.19, e incrementándose los caudales de filtración paulatinamente.

Las fallas se presentaron de la misma manera que en los ensayos anteriores, cerca del pie del talud, socavación o erosión subterránea, falla que se controla en los ensayos siguientes.

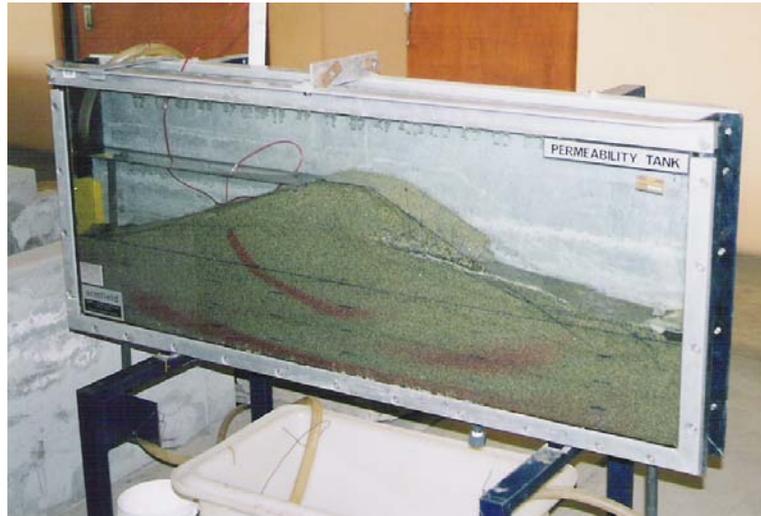


Foto 3.19 Falla en el talud aguas abajo de la presa.

- Caudal de filtración:

Los caudales de filtración que se registraron aguas abajo oscilaron entre $8.5 \text{ cm}^3/\text{s}$ y $9.8 \text{ cm}^3/\text{s}$, con un caudal registrado ya en el colapso del talud aguas abajo de $14 \text{ cm}^3/\text{s}$.

Se aprecia que el caudal de filtración es menor que en el ensayo anterior, eso se debe a la escala de la presa, así como la estabilidad que proporcionó el alejamiento del pie del talud aguas abajo del rebose, así como la carga aguas abajo, no llegando a la estabilidad total que se buscaba, presentándose las soluciones respectivas.

3.8.4 Presa de tierra, E 1:60 con filtro tipo chimenea.

- Material que constituye la presa y cimentación arena gruesa SP clasificada (suelo 2), cuyos diámetros de partículas están entre 0.59mm y 1.19mm.
- Material que constituye el filtro arena gruesa SP clasificada (suelo 1), cuyos diámetros de partículas están entre 1.19mm y 2mm.
- Características de la sección de la presa:

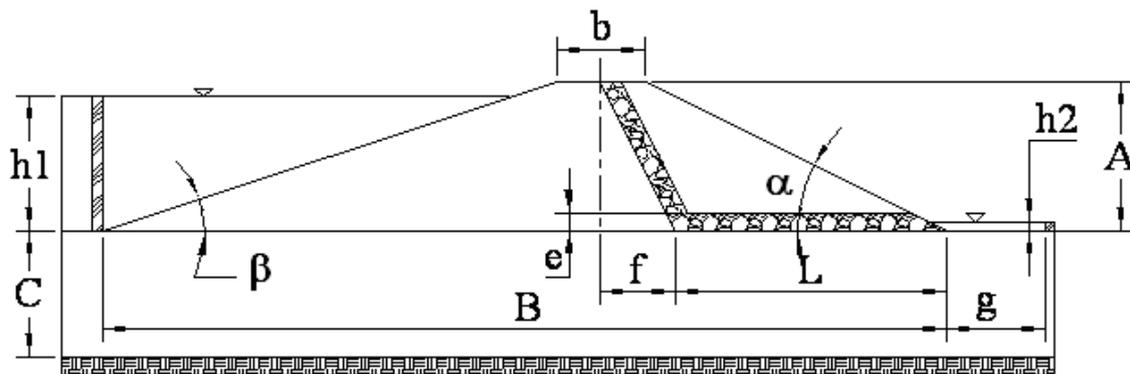


Figura 3.10 Sección de la presa con suelo 2, E 1:60 con filtro tipo chimenea.

- Escala	= 1:60
- β	= 18.46°
- α	= 26.61°
- Talud aguas arriba	= 3:1
- Talud aguas abajo	= 2:1
- h_1	= 18.9 cm.
- h_2	= 1.6 cm.
- $h = h_1 - h_2$	= 17.3 cm.
- b	= 12.2 cm.
- B	= 117.5 cm.
- A	= 21.1 cm.
- C	= 20 cm.
- g	= 15.5 cm.
- f	= 12 cm.
- L	= 36.2 cm.
- e	= 3 cm.
- T	= 0.5:1

- Descripción del ensayo:

El ensayo se realizó, como ya se mencionó, con arena gruesa SP clasificada, con un grado de humedad óptima de compactación del 7.26% revisada in situ que constituía el cuerpo de la presa así como la cimentación de la misma.

El filtro tipo chimenea es constituido por una granulometría más gruesa que el material de la presa cumpliendo los requisitos en la granulometría, indispensables para filtros, comprobado en el apartado 3.7.2.

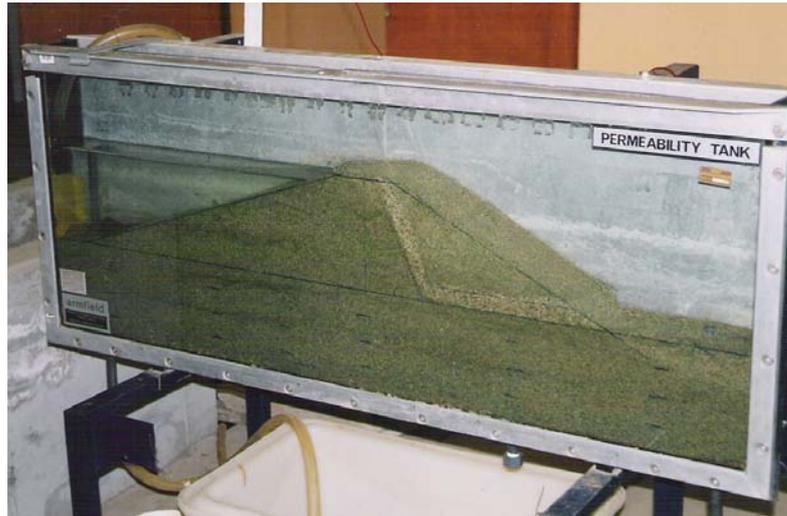


Foto 3.20 Vista general de l ens ayo de l a p resa de tierra con filtro tipo chimenea.

La geometría de este tipo de filtro fue obtenida siguiendo las recomendaciones dadas por el cuerpo de ingenieros del departamento del interior de los Estados Unidos, e n s u l i b r o D e s i g n o f S m a l l D a m s. E s t e t i p o d e f i l t r o o f r e c e u n a excelente p r o t e c c i ó n d e l t a l u d a g u a s a b a j o, c o n d u c i e n d o t o d o e l f l u j o d e filtración (líneas de flujo) que viaja desde aguas arriba a través de él, como se muestra en la foto 3.21, esto también se demuestra con las otras líneas de flujo que se visualizaron sobre el talud aguas arriba, como se muestra en la foto 3.22. Se puede notar una línea de flujo que parte desde la mitad del talud aguas arriba y llega a la parte inferior del filtro.

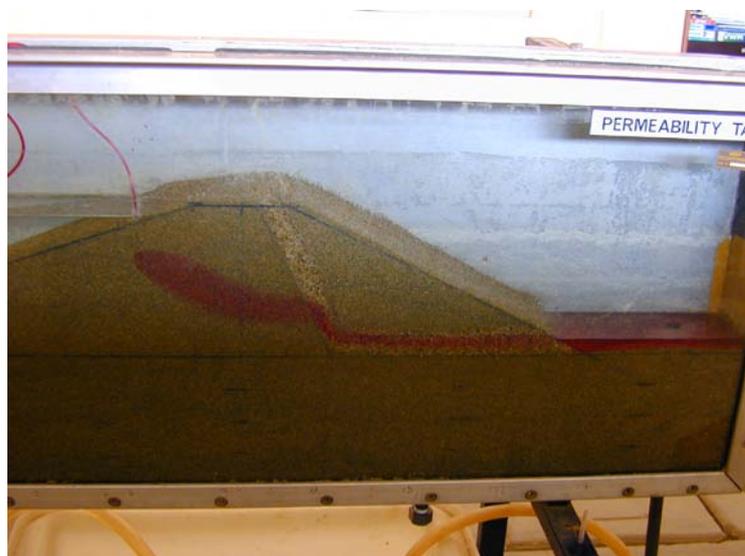


Foto 3.21 Línea de flujo superior en dirección al filtro.



Foto 3.22 Línea de flujo aguas arriba en dirección al filtro.

Pero el filtro tipo chimenea requiere de una regular cantidad de material clasificado que cumpla los requisitos para constituir un filtro, y en base a la suposición inicial de la presente tesis, que la presa de tierra a construir se realizará con el material de la zona, esto quiere decir que el material que constituye el filtro es material de préstamo entonces su construcción será costosa, agregando que el proceso constructivo requiere una constante supervisión para respetar la geometría del mismo.

- Fallas en la presa:

No se registraron fallas en la presa durante la duración del ensayo, el cual fue de 4 días de toma de lecturas divididas en dos partes, durante el día 4 horas y media y durante la tarde 3 horas y media, aproximadamente. Esta misma metodología se empleó para los siguientes ensayos realizados.

- Caudal de filtración:

Debido a que no se produjo fallas en la presa, se pudo tomar varias lecturas de caudales de filtración, además se varió la carga aguas arriba (h_1) en 4 partes, resultando 4 diferentes cargas totales (h) las cuales son:

$$\begin{array}{llll}
 h_1 & = 18.90 \text{ cm,} & h = h_1 - h_2 & = 17.3 \text{ cm.} \\
 \frac{3}{4} h_1 & = 14.18 \text{ cm,} & \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} h_1 - h_2 & = 12.58 \text{ cm.} \\
 \frac{1}{2} h_1 & = 9.45 \text{ cm,} & \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} h_1 - h_2 & = 7.85 \text{ cm.} \\
 \frac{1}{4} h_1 & = 4.73 \text{ cm,} & \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} h_1 - h_2 & = 3.13 \text{ cm.}
 \end{array}$$

Los resultados de los caudales de filtración promedio denominado como “q”, de todas las lecturas hechas para estas cuatro cargas totales fueron los siguientes:

Para h ,	$q = 6.83 \text{ cm}^3/\text{s}$.
Para $\frac{3}{4} h$,	$q = 4.6 \text{ cm}^3/\text{s}$.
Para $\frac{1}{2} h$,	$q = 2.3 \text{ cm}^3/\text{s}$.
Para $\frac{1}{4} h$,	$q = 0.83 \text{ cm}^3/\text{s}$.

Estos caudales de filtración resultaron menores que los caudales obtenidos en el ensayo anterior es decir la misma sección de la presa pero sin filtro. Ante esto se puede decir que ya se encontró la estabilidad de la presa, ahora se busca el filtro que permita un caudal de filtración mínimo, para esto se ensaya con otras geometrías de filtro como sigue.

3.8.5 Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal.

- Material que constituye la presa y cimentación arena gruesa SP clasificada (suelo 2), cuyos diámetros de partículas están entre 0.59mm y 1.19mm.
- Material que constituye el filtro arena gruesa SP clasificada (suelo 1), cuyos diámetros de partículas están entre 1.19mm y 2mm.
- Características de la sección de la presa:

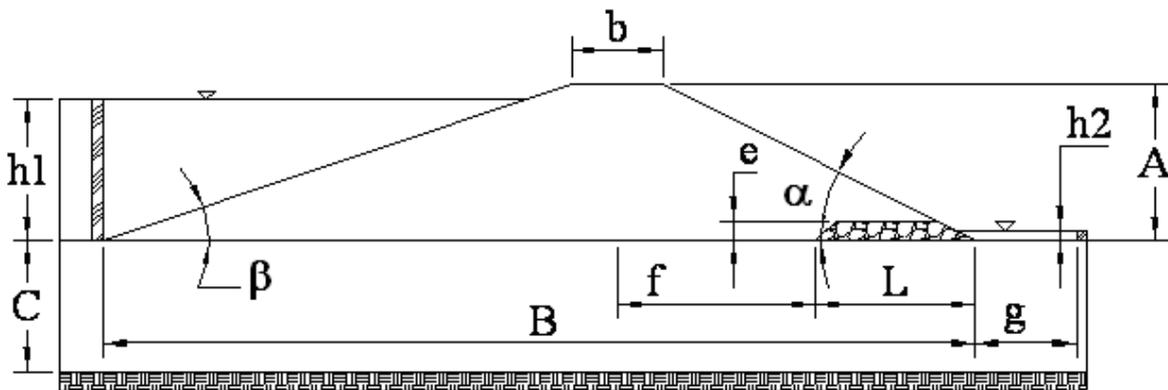


Figura 3.11 Sección de la presa con suelo 2, E 1:60 con filtro horizontal.

- Escala	= 1:60
- β	= 18.46°
- α	= 26.61°
- Talud aguas arriba	= 3:1
- Talud aguas abajo	= 2:1
- h_1	= 18.9 cm.
- h_2	= 1.6 cm.
- $h = h_1 - h_2$	= 17.3 cm.
- b	= 12.2 cm.

- B = 117.5 cm.
- A = 21.1 cm.
- C = 20 cm.
- g = 15.5 cm.
- f = 23.7 cm.
- L = 24.5 cm.
- e = 3 cm.

- Descripción del ensayo:

El ensayo se realizó, como ya se mencionó, con arena gruesa SP clasificada, con un grado de humedad óptima de compactación del 7.26% revisada in situ que constituía el cuerpo de la presa así como la cimentación de la misma.

El filtro horizontal es constituido por una granulometría más gruesa que el material de la presa cumpliendo los requisitos en la granulometría, indispensables para filtros, comprobado en el apartado 3.7.2.



Foto 3.23 Vista general del ensayo de la presa de tierra con filtro horizontal aguas abajo.

La geometría de este tipo de filtro fue obtenida siguiendo la bibliografía ya comentada en el ensayo anterior. Se recomienda allí que el filtro comience desde el pie del talud aguas abajo hasta una distancia desde el eje de la presa, que representa la altura de la presa más 1.52 metros (5 pies), que en la escala utilizada es 2.6 cm, lo cual se reflejó en el diseño geométrico de la presa. Según la figura 3.11 esta distancia es “f”, es decir:

$$f = A + 2.6$$

$$f = 21.1 + 2.6$$

$$f = 23.7 \text{ cm.}$$

Para trazar el eje de la presa se toma la mitad de “b”, lo que resulta una distancia de 48.2 cm desde el eje al pie del talud aguas abajo, por lo tanto la distancia “L”, que es la longitud del filtro es:

$$L = 48.2 - 23.7$$

$$L = 24.5 \text{ cm.}$$

En este ensayo no se presentó falla alguna en el talud aguas abajo, ya que de manera similar al filtro tipo chimenea, éste filtro declina la trayectoria de las líneas de flujo hacia su ubicación, como se muestra en la foto 3.24, donde se observa parte de la línea superior de flujo (puesto que debido a una excesiva altura del depósito del tinte rojo el flujo a través de él agua se incrementa demasiado), entrando al filtro horizontal y en la foto 3.25 se observa como pasa el flujo teñido a través del filtro horizontal sin pasar al material del talud.

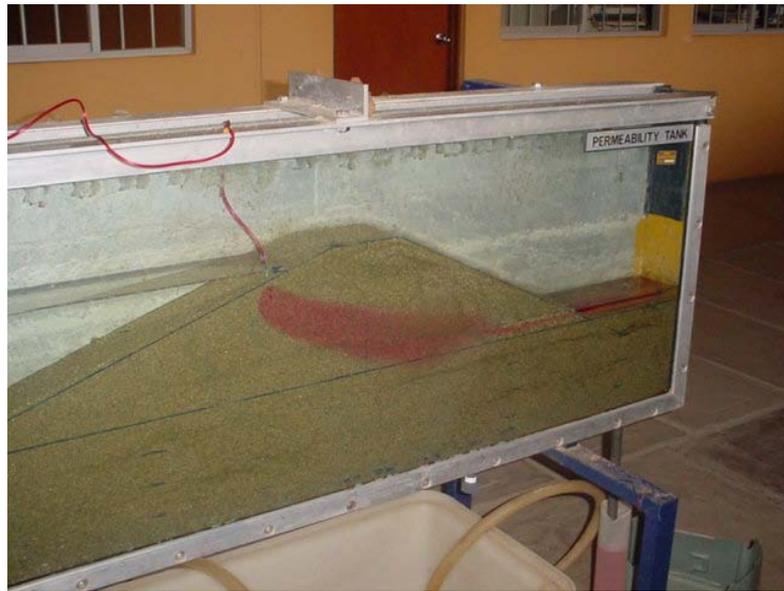


Foto 3.24 Línea de flujo superior en dirección al filtro.

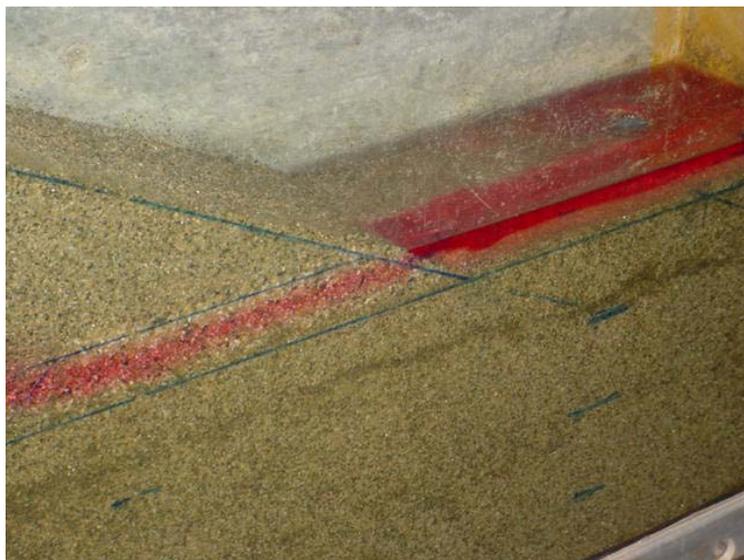


Foto 3.25 Detalle de la entrada del caudal de filtración al filtro.

Este tipo de filtro resulta económico, puesto que necesita aproximadamente la mitad del material para filtro que el tipo chimenea y de una construcción no tan complicada.

- Fallas en la presa :

No se registraron fallas en la presa durante la total duración del ensayo.

- Caudal de filtración:

Debido a que no se produjo fallas en la presa, se pudo tomar varias lecturas de caudales de filtración, además se varió la carga aguas arriba (h_1) en 4 partes, resultando 4 diferentes cargas totales (h) las cuales son:

$$\begin{array}{llll}
 h_1 & = 18.90 \text{ cm}, & h = h_1 - h_2 & = 17.3 \text{ cm.} \\
 \frac{3}{4} h_1 & = 14.18 \text{ cm}, & \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} h_1 - h_2 & = 12.58 \text{ cm.} \\
 \frac{1}{2} h_1 & = 9.45 \text{ cm}, & \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} h_1 - h_2 & = 7.85 \text{ cm.} \\
 \frac{1}{4} h_1 & = 4.73 \text{ cm}, & \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} h_1 - h_2 & = 3.13 \text{ cm.}
 \end{array}$$

Los resultados de los caudales de filtración promedio denominado como “q”, de todas las lecturas hechas para estas cuatro cargas totales fueron los siguientes:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Para } h, & q = 4.5 \text{ cm}^3/\text{s.} \\
 \text{Para } \frac{3}{4} h, & q = 3.6 \text{ cm}^3/\text{s.} \\
 \text{Para } \frac{1}{2} h, & q = 1.5 \text{ cm}^3/\text{s.} \\
 \text{Para } \frac{1}{4} h, & q = 0.5 \text{ cm}^3/\text{s.}
 \end{array}$$

Estos caudales de filtración resultaron menores que los caudales obtenidos con el filtro tipo chimenea, entonces el filtro horizontal resulta más eficiente que el tipo chimenea para la misma sección, materiales de construcción y cargas hidráulicas.

3.8.6 Presa de tierra, E 1:60 con filtro tipo enrocado.

- Material que constituye la presa y cimentación arena gruesa SP clasificada (suelo 2), cuyos diámetros de partículas están entre 0.59mm y 1.19mm.
- Material que constituye el filtro:
 - Una capa de Arena gruesa SP clasificada (suelo 1), cuyos diámetros de partículas están entre 1.19mm y 2mm.
 - Enrocado constituido por grava de 3/8".
- Características de la sección de la presa:

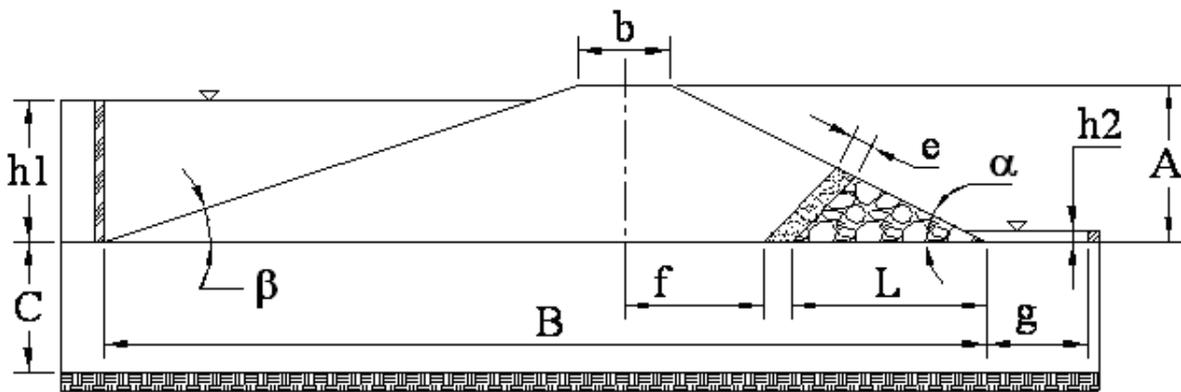


Figura 3.12 Sección de la presa con suelo 2, E 1:60 con filtro tipo enrocado.

- Escala = 1:60
- β = 18.46°
- α = 26.61°
- Talud aguas arriba = 3:1
- Talud aguas abajo = 2:1
- h_1 = 18.9 cm.
- h_2 = 1.6 cm.
- $h = h_1 - h_2$ = 17.3 cm.
- b = 12.2 cm.
- B = 117.5 cm.
- A = 21.1 cm.
- C = 20 cm.
- g = 15.5 cm.
- f = 21.1 cm.

- L = 24.0 cm.
- e = 3 cm.

- Descripción del ensayo:

El ensayo se realizó, como ya se mencionó, con arena gruesa SP clasificada, con un grado de humedad óptima de compactación del 7.26% revisada in situ que constituía el cuerpo de la presa así como la cimentación de la misma.



Foto 3.26 Vista general de l ensayo de l a presa de tierra con filtro tipo enrocado.

La geometría de este tipo de filtro fue también obtenida siguiendo la bibliografía ya comentada. Donde ahora la longitud del filtro “L” y la longitud “f” se reducen 5 y 26 mm respectivamente.

El enrocado se hizo con grava de 3/8”, con una capa de arena gruesa SP seleccionada (suelo 1) colocada sobre el enrocado, de manera que cumplió la función de un filtro de talud invertido además que permitió la estabilidad del enrocado sobre el talud aguas abajo de la presa.

En este ensayo tampoco se presentaron fallas en el talud aguas abajo, estando la presa completamente estable, permitiendo el drenaje respectivo del flujo que pasa a través de la presa, como se observa en la foto 3.27 la línea superior de flujo entrando al filtro sin desviar su trayectoria hacia el talud aguas abajo, mientras que en la foto 3.28 se observa otra línea de flujo que parte desde la mitad del talud aguas arriba hacia el filtro.



Foto 3.27 Línea de flujo superior en dirección al filtro.



Foto 3.28 Línea de flujo aguas arriba en dirección al filtro.

- Fallas en la presa :

No se registraron fallas en la presa durante la total duración del ensayo.

- Caudal de filtración:

Debido a que no se produjo fallas en la presa, se pudo tomar varias lecturas de caudales de filtración, además se varió la carga aguas arriba (h_1) en 4 partes, resultando 4 diferentes cargas totales (h) las cuales son:

$$\begin{array}{llll}
 h_1 & = 18.90 \text{ cm}, & h = h_1 - h_2 & = 17.3 \text{ cm.} \\
 \frac{3}{4} h_1 & = 14.18 \text{ cm}, & \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} h_1 - h_2 & = 12.58 \text{ cm.} \\
 \frac{1}{2} h_1 & = 9.45 \text{ cm}, & \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} h_1 - h_2 & = 7.85 \text{ cm.} \\
 \frac{1}{4} h_1 & = 4.73 \text{ cm}, & \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} h_1 - h_2 & = 3.13 \text{ cm.}
 \end{array}$$

Los resultados de los caudales de filtración promedio denominado como “q”, de todas las lecturas hechas para estas cuatro cargas totales fueron los siguientes:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Para } h, & q = 5.33 \text{ cm}^3/\text{s.} \\
 \text{Para } \frac{3}{4} h, & q = 3.7 \text{ cm}^3/\text{s.} \\
 \text{Para } \frac{1}{2} h, & q = 1.8 \text{ cm}^3/\text{s.} \\
 \text{Para } \frac{1}{4} h, & q = 0.58 \text{ cm}^3/\text{s.}
 \end{array}$$

Estos caudales de filtración resultaron relativamente mayores que los caudales obtenidos con el filtro horizontal pero menores que el filtro tipo chimenea, entonces **el filtro horizontal resulta ser el más eficiente de los tres filtros modelados.**

Se procede a hallar una longitud de filtro límite, que mantenga estable la presa de tierra, midiendo los respectivos caudales de filtración. Ante esto se procede a realizar variaciones en la longitud del mismo hasta que la presa falle en alguno de ellos. De esta manera se toman estas longitudes de los filtros horizontales con sus respectivos caudales de filtración, más las variables ya conocidas como: los diámetros de partículas, permeabilidades, etc. Elaborando de esta manera la gráfica de diseño buscada.

Las variaciones en el filtro horizontal que siguen a continuación se hicieron en reducciones de $\frac{1}{4}$ sobre la longitud del filtro “L” de la siguiente manera:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Longitud del filtro horizontal ya ensayado (apartado 3.8.5), } & L = 24.5 \text{ cm.} \\
 \text{Reducciones del filtro a ensayar, } & \frac{3}{4} L = 18.375 \text{ cm.} \\
 & \frac{1}{2} L = 12.25 \text{ cm.} \\
 & \frac{1}{4} L = 6.125 \text{ cm.}
 \end{array}$$

3.8.7 Presa de tierra, E 1:60 con $\frac{3}{4} L$ filtro horizontal (18.375 cm).

- Material que constituye la presa y cimentación arena gruesa SP clasificada (suelo 2), cuyos diámetros de partículas están entre 0.59mm y 1.19mm.
- Material que constituye el filtro arena gruesa SP clasificada (suelo 1), cuyos diámetros de partículas están entre 1.19mm y 2mm
- Características de la sección de la presa:

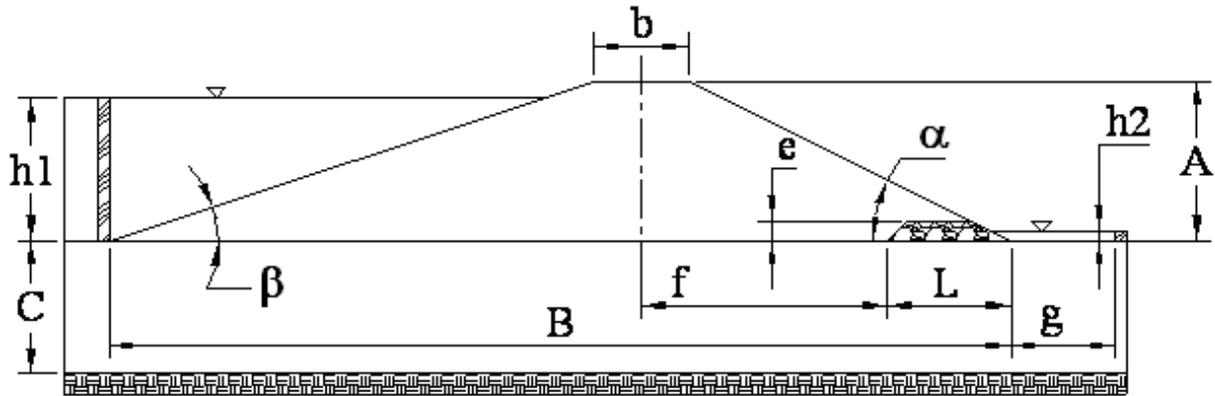


Figura 3.13 Sección de la presa con suelo 2, E 1: 60 con filtro horizontal de 18.375cm.

- Escala	= 1:60
- β	= 18.46°
- α	= 26.61°
- Talud aguas arriba	= 3:1
- Talud aguas abajo	= 2:1
- h_1	= 18.9 cm.
- h_2	= 1.6 cm.
- $h = h_1 - h_2$	= 17.3 cm.
- b	= 12.2 cm.
- B	= 117.5 cm.
- A	= 21.1 cm.
- C	= 20 cm.
- g	= 15.5 cm.
- f	= 29.83 cm.
- L	= 18.375 cm.
- e	= 3 cm.

- Descripción del ensayo:

El ensayo se realizó, como ya se mencionó, con arena gruesa SP clasificada, con un grado de humedad óptima de compactación del 7.26% revisada in situ que constituía el cuerpo de la presa así como la cimentación de la misma.

El filtro horizontal es constituido por una granulometría más gruesa que el material de la presa cumpliendo los requisitos en la granulometría, indispensables para filtros, comprobado en el apartado 3.7.2.



Foto 3.29 Vista general del ensayo de la presa de tierra con filtro horizontal de 18.375 cm.

Como ya se menciona, se redujo el filtro a $\frac{3}{4}$ de su longitud original, y se siguió el mismo procedimiento visto en el apartado 3.8.5.

- Fallas en la presa:

No se registraron fallas en la presa durante la total duración del ensayo.

- Caudal de filtración:

Debido a que no se produjo fallas en la presa, se pudo tomar varias lecturas de caudales de filtración, además se varió la carga aguas arriba (h_1) en 4 partes, resultando 4 diferentes cargas totales (h) las cuales son:

$$\begin{array}{llll}
 h_1 & = 18.90 \text{ cm}, & h = h_1 - h_2 & = 17.3 \text{ cm}. \\
 \frac{3}{4} h_1 & = 14.18 \text{ cm}, & \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} h_1 - h_2 & = 12.58 \text{ cm}. \\
 \frac{1}{2} h_1 & = 9.45 \text{ cm}, & \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} h_1 - h_2 & = 7.85 \text{ cm}. \\
 \frac{1}{4} h_1 & = 4.73 \text{ cm}, & \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} h_1 - h_2 & = 3.13 \text{ cm}.
 \end{array}$$

Los resultados de los caudales de filtración promedio denominado como “q”, de todas las lecturas hechas para estas cuatro cargas totales fueron los siguientes:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Para } h, & q = 4.08 \text{ cm}^3/\text{s}. \\
 \text{Para } \frac{3}{4} h, & q = 2.83 \text{ cm}^3/\text{s}. \\
 \text{Para } \frac{1}{2} h, & q = 1.42 \text{ cm}^3/\text{s}. \\
 \text{Para } \frac{1}{4} h, & q = 0.5 \text{ cm}^3/\text{s}.
 \end{array}$$

Estos caudales de filtración resultaron aun menores que los caudales obtenidos con el filtro horizontal y ante la estabilidad de la presa con este filtro reducido, se ensaya con el siguiente que es $\frac{1}{2}$ de L.

3.8.8 Presa de tierra, E 1:60 con $\frac{1}{2} L$ filtro horizontal (12.25 cm).

- Material que constituye la presa y cimentación, arena gruesa SP clasificada (suelo 2), cuyos diámetros de partículas están entre 0.59mm y 1.19mm.
- Material que constituye el filtro, arena gruesa SP clasificada (suelo 1), cuyos diámetros de partículas están entre 1.19mm y 2mm.
- Características de la sección de la presa:

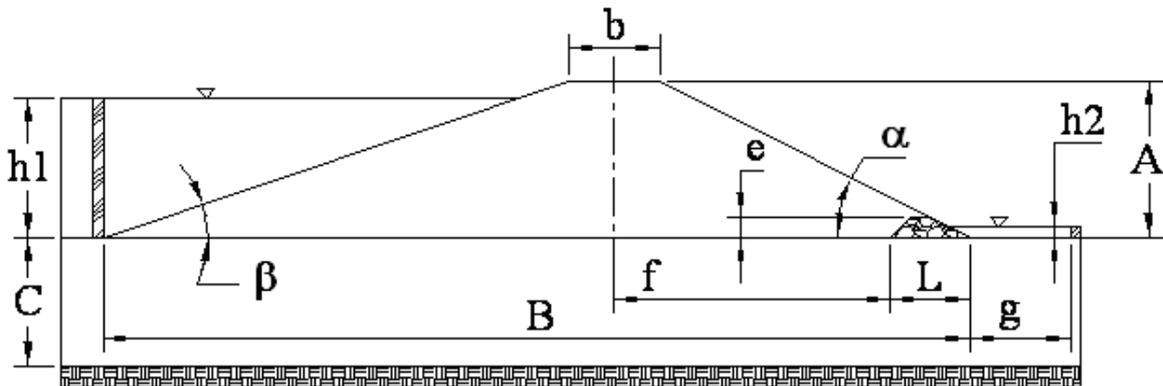


Figura 3.14 Sección de la presa con suelo 2, E 1: 60 con filtro horizontal de 12.25cm.

- Escala	= 1:60
- β	= 18.46°
- α	= 26.61°
- Talud aguas arriba	= 3:1
- Talud aguas abajo	= 2:1
- h_1	= 18.9 cm.
- h_2	= 1.6 cm.
- $h = h_1 - h_2$	= 17.3 cm.
- b	= 12.2 cm.
- B	= 117.5 cm.
- A	= 21.1 cm.
- C	= 20 cm.
- g	= 15.5 cm.
- f	= 35.95 cm.
- L	= 12.25 cm.
- e	= 3 cm.

- Descripción del ensayo:

El ensayo se realizó, como ya se mencionó, con arena gruesa SP clasificada, con un grado de humedad óptima de compactación del 7.26% revisada in situ que constituía el cuerpo de la presa así como la cimentación de la misma.

El filtro horizontal es constituido por una granulometría más gruesa que el material de la presa cumpliendo los requisitos en la granulometría, indispensables para filtros, comprobado en el apartado 3.7.2.

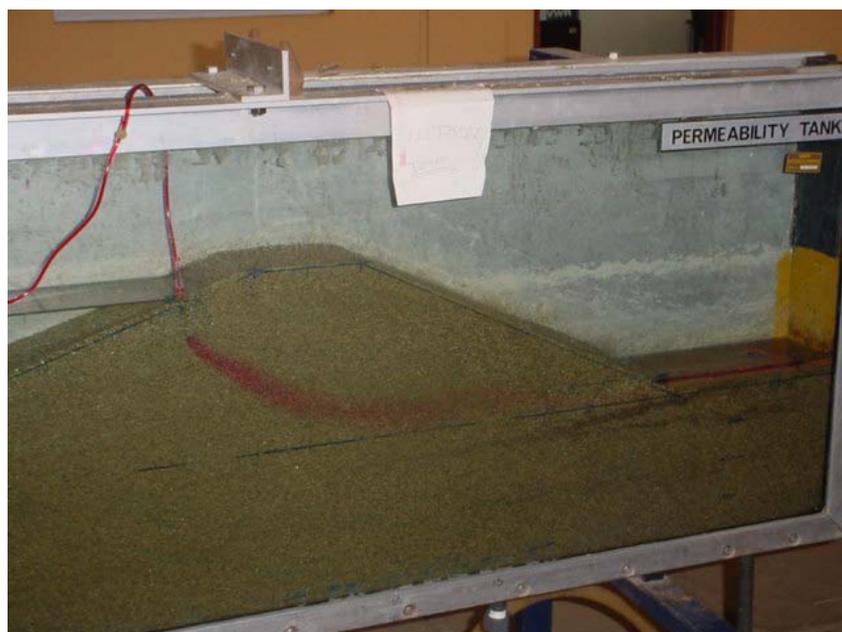


Foto 3.30 Vista general del ensayo de la presa de tierra con filtro horizontal de 12.25 cm.

En la foto 3.30 se observa la presa de tierra aparentemente estable con la línea superior de flujo entrando al filtro ya reducido.

- Fallas en la presa:

La falla en el talud aguas abajo se presentó a las 4 horas y media del primer día ensayo, tiempo medido desde que se alcanzó el nivel máximo aguas arriba. Esta falla se presentó como las sucedidas en las presas sin filtro, es decir con deslizamientos de material del talud con un consiguiente lavado de las partículas del material del talud así como las del filtro. En la foto 3.31 se aprecia el deslizamiento producido en el pie del talud aguas abajo marcado con plumón, además se nota diferencia entre la línea recta que representa el talud (con plumón) y el material del talud que se desliza, esta diferencia es aproximadamente de 5mm.



Foto 3.31 Detalle de la falla en el talud aguas abajo de la presa.

- Caudal de filtración:

La falla se produjo con la carga total máxima aguas arriba, es decir $h = 17.3$ cm, por este motivo ya no se pudo variar la carga aguas arriba, entonces se registró el caudal antes de la falla, es decir el caudal presente durante las 4 primeras horas, el cual fue:

$$q = 3.7 \text{ cm}^3/\text{s}$$

Para luego aumentar a $q = 5.90 \text{ cm}^3/\text{s}$, de después de la falla, incrementándose paulatinamente hasta que se detuvo el ensayo.

Ya obtenido el valor del caudal de flujo para la condición de falla de la presa, se procede a llevarlo a la gráfica de diseño adimensional para el filtro horizontal, e laborada con los datos de los ensayos anteriores, presentada en el capítulo IV.

Se procede a realizar el ensayo de validación o comprobación para una longitud de filtro de 14.41 cm, ensayo necesario para verificar cual es la aproximación de la gráfica adimensional de diseño respecto al punto de validación, el cual es el caudal de filtración esperado de $q = 3.9 \text{ cm}^3/\text{s}$ para una longitud de filtro de $L = 14.41$ cm.

3.8.9 Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal (14.41 cm).

- Material que constituye la presa y cimentación, arena gruesa SP clasificada (suelo 2), cuyos diámetros de partículas están entre 0.59mm y 1.19mm.
- Material que constituye el filtro, arena gruesa SP clasificada (suelo 1), cuyos diámetros de partículas están entre 1.19mm y 2mm.
- Características de la sección de la presa:

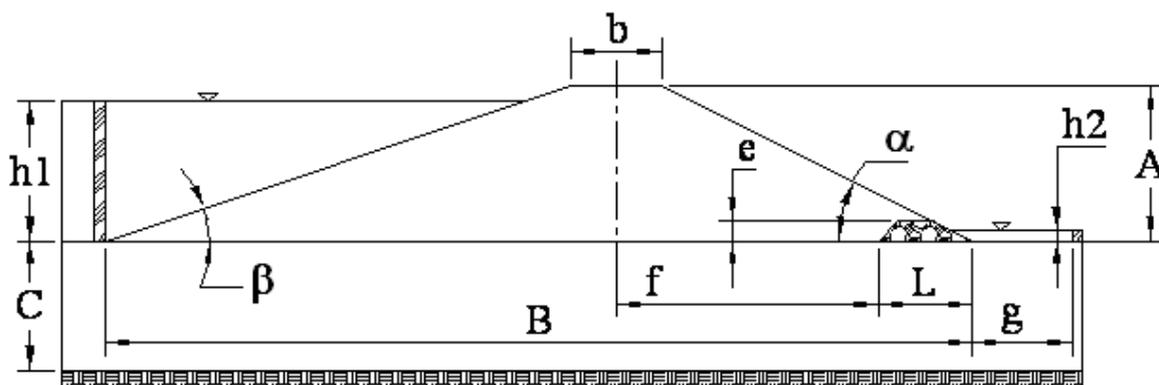


Figura 3.15 Sección de la presa con suelo 2, E 1: 60 con filtro horizontal de 14.41 cm.

- Escala	= 1:60
- β	= 18.46°
- α	= 26.61°
- Talud aguas arriba	= 3:1
- Talud aguas abajo	= 2:1
- h_1	= 18.9 cm.
- h_2	= 1.6 cm.
- $h = h_1 - h_2$	= 17.3 cm.
- b	= 12.2 cm.
- B	= 117.5 cm.
- A	= 21.1 cm.
- C	= 20 cm.
- g	= 15.5 cm.
- f	= 33.79 cm.
- L	= 14.41 cm.
- e	= 3 cm.

- Descripción del ensayo:

El ensayo se realizó, como ya se mencionó, con arena gruesa SP clasificada, con un grado de humedad óptima de compactación del 7.26% revisada in situ que constituía el cuerpo de la presa así como la cimentación de la misma.

El filtro horizontal es constituido por una granulometría más gruesa que el material de la presa cumpliendo los requisitos en la granulometría, indispensables para filtros, comprobado en el apartado 3.7.2.



Foto 3.32 Vista general del ensayo de la presa de tierra con filtro horizontal de 14.41 cm.

- Fallas en la presa:

No se presentaron fallas en la presa de tierra, durante todo el tiempo de ensayo.

- Caudal de filtración:

Finalmente el caudal de filtración que se obtuvo fue de $q = 3.83 \text{ cm}^3/\text{s}$, muy cercano al esperado, $q = 3.9 \text{ cm}^3/\text{s}$.

3.9 Resumen de resultados.

A continuación se presenta la tabla 3.6 con el resumen de todos los ensayos realizados con sus respectivos caudales de filtración para las cuatro variaciones de la carga hidráulica “h”, hechas.

Tabla 3.6 Resultados de los ensayos realizados.

Ensayos realizados	Presentó falla		Tiempo de falla (min)	Caudal de filtración (cm ³ /s)			
	Si	No		h	3/4h	1/2h	1/4h
Presas con arena fina, E 1:50, sin filtro	X		2.43	0.8 -1.5			
Presas con arena gruesa, E 1: 50, sin filtro	X		24	11-13.5			
Presas con arena gruesa, E 1: 60, sin filtro	X		60	8.5 -14			
Presas con arena gruesa, E 1: 60, con filtro tipo chimenea		X		6.83	4.6	2.3	0.83
Presas con arena gruesa, E 1: 60, con filtro horizontal (L=24.5 cm)		X		4.5	3.16	1.5	0.5
Presas con arena gruesa, E 1: 60, con filtro tipo enrocado		X		5.33	3.7	1.8	0.58
Presas con arena gruesa, E 1: 60, con filtro horizontal (3/4L=18.375 cm)		X		4.08	2.83	1.42	0.5
Presas con arena gruesa, E 1: 60, con filtro horizontal (1/2L=12.25 cm)	X		265 (4hrs y 25min)	3.7			
Presas con arena gruesa, E 1: 60, con filtro horizontal (*L=14.41cm). *validación		X		3.83			

CAPITULO IV

ANALISIS DE RESULTADOS

4.1 Generalidades.

En este capítulo se comparan los resultados de los ensayos descritos en el capítulo III, con las soluciones teóricas planteadas en el apartado 2.5, observando las diferencias y aproximaciones que se presenten.

Según el análisis hecho en el capítulo III, respecto a obtener el filtro más eficiente, siguiendo el proceso ya explicado, resultó ser el filtro horizontal (conclusión del apartado 3.8.6). Ante esto se procede a comprobar teóricamente los resultados de los ensayos para los filtros horizontales realizados en el tanque de drenaje y filtración.

4.2 Comparación de resultados teóricos con los resultados experimentales.

Las soluciones dadas en el apartado 2.5 son soluciones que se refieren al flujo a través de presas de tierra sin incluir el flujo que se da a través de la cimentación, puesto que éste se rige por la Ley de Darcy. Ante esto el presente análisis se hace dividiendo estos caudales de filtración de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}q_p &= \text{Caudal a través de la presa de tierra.} \\q_c &= \text{Caudal a través de la cimentación.}\end{aligned}$$

Donde el caudal o flujo total será dado por “q”:

$$q = q_p + q_c \quad (4.1)$$

En las fórmulas que estén por unidad de longitud de la presa, se refiere al espesor de éstas, que en este caso será de 10.5 cm, que es el espesor interno del tanque de drenaje y filtración.

4.2.1 Resultados obtenidos analíticamente.

- Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal de 24.5 cm. de longitud.

Solución de Dupuit.

Según la fórmula (2.15):

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2d}, \text{ por unidad de longitud.}$$

Se procede a obtener gráficamente la distancia “d”, donde se aplica el criterio dado por la figura 2.24 o también en la figura 2.25, pero con otro tipo de filtro, donde esta distancia “d” que da limitada por la presencia del filtro horizontal y no llega hasta el pie del talud como se haría en una presa de tierra sin filtro.

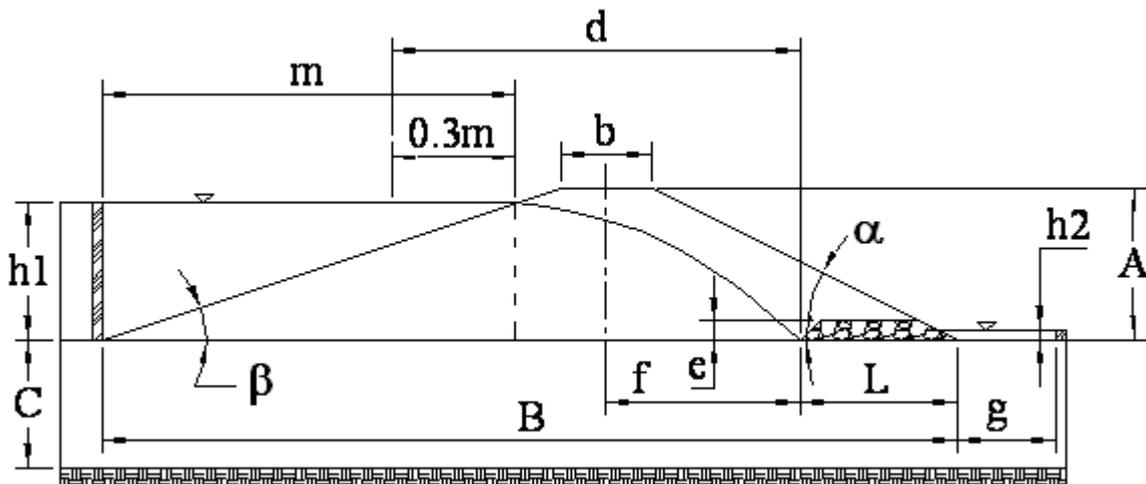


Figura 4.1 Sección de la presa con suelo 2, E 1:60 con filtro horizontal de 24.5 cm.

Ya definidas todas las medidas de la figura 4.1, en el apartado 3.8.5 del capítulo III, se halla la distancia “d”, como sigue:

$$\begin{aligned} m &= 55.38 \text{ cm} \\ 0.3 m &= 16.614 \text{ cm} \\ d &= 0.3 m + B - (m + f + L) + f \\ d &= 0.3 m + B - m - L \\ d &= 16.614 + 117.5 - 55.38 - 24.5 \\ d &= 54.23 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Hallando los respectivos caudales:

$$q_p = \frac{0.05(18.9^2 - 1.6^2)}{2(54.23)} * 10.5 = 1.72 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

El caudal de la cimentación se rige por la Ley de Darcy, (ecuación 1.37):

$$Q = A * K * \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 3.27 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Solución de Shaffernak – Van Iterson.

Según las fórmulas (2.16) y (2.17):

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

$$q = ky \frac{dy}{dx} = ka(\sin \alpha)(\tan \alpha), \text{ por unidad de longitud.}$$

Se obtiene el respectivo caudal:

$$a = \frac{54.23}{\cos 26.61} - \sqrt{\frac{54.23^2}{\cos^2 26.61} - \frac{17.3^2}{\sin^2 26.61}} = 13.88 \text{ cm}$$

$$q_p = 0.05(13.88)(\sin 26.61)(\tan 26.61) * 10.5 = 1.64 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Hallando los demás caudales:

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 3.19 \text{ cm}^3/\text{s}$$

Solución de L. Casagrande.

Según la fórmula (2.33):

$$q = k(\sqrt{d^2 + h^2} - d), \text{ por unidad de longitud.}$$

Se obtiene el respectivo caudal:

$$q_p = (0.05)(\sqrt{54.23^2 + 17.3^2} - 54.23) * 10.5 = 1.41 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Hallando los demás caudales:

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 2.96 \text{ cm}^3/\text{s}$$

- **Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal de 18.375 cm de longitud.**

Solución de Dupuit.

Según la fórmula (2.12):

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2d}, \text{ por unidad de longitud.}$$

Se procede a obtener gráficamente la distancia “d”, donde se aplica el criterio dado por la figura 2.24 o también en la figura 2.25, pero con otro tipo de filtro, donde

esta distancia “d” que da limita da por la presencia del filtro horizontal y no llega hasta el pie del talud como se haría en una presa de tierra sin filtro.

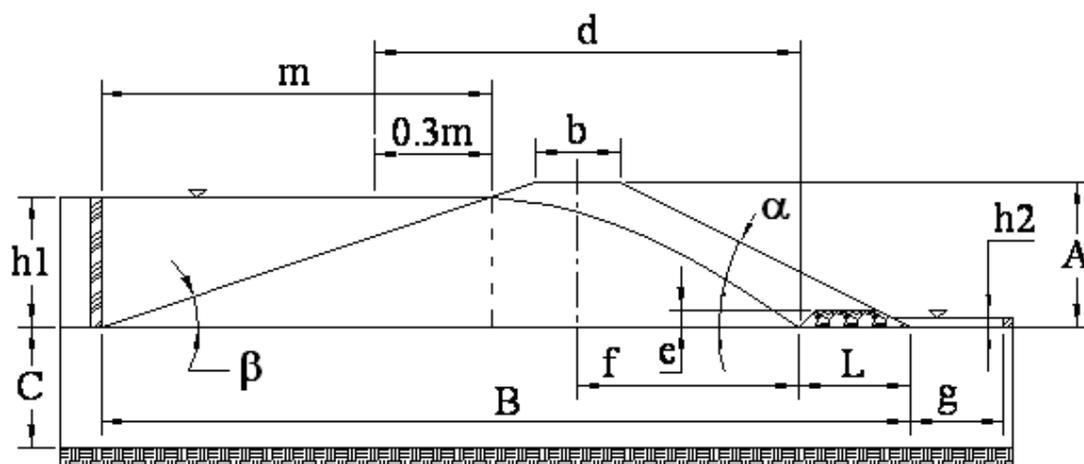


Figura 4.2 Sección de la presa con suelo 2, E 1: 60 con filtro horizontal de 18.375cm.

Ya de finidas todas las medidas de la figura 4.1, en el apartado 3.8.7, se halla la distancia “d”, como sigue:

$$\begin{aligned}
 m &= 55.38 \text{ cm.} \\
 0.3 \text{ m} &= 16.614 \text{ cm.} \\
 d &= 0.3 \text{ m} + B - (m + f + L) + f \\
 d &= 0.3 \text{ m} + B - m - L \\
 d &= 16.614 + 117.5 - 55.38 - 18.375 \\
 d &= 60.359 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Hallando los respectivos caudales:

$$q_p = \frac{0.05(18.9^2 - 1.6^2)}{2(60.359)} * 10.5 = 1.54 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

El caudal de la cimentación regido por la Ley de Darcy, (ecuación 1.37):

$$Q = A * K * \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 3.09 \text{ cm}^3/\text{s}$$

Solución de Shaffernak – Van Iterson.

Según las fórmulas (2.16) y (2.17):

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\text{sen}^2 \alpha}}$$

$$q = ky \frac{dy}{dx} = ka(\text{sen} \alpha)(\text{tg} \alpha), \text{ por unidad de longitud.}$$

Se obtiene el respectivo caudal:

$$a = \frac{60.359}{\cos 26.61} - \sqrt{\frac{60.359^2}{\cos^2 26.61} - \frac{17.3^2}{\text{sen}^2 26.61}} = 12.14 \text{ cm}$$

$$q_p = 0.05(12.14)(\text{sen} 26.61)(\text{tg} 26.61) * 10.5 = 1.43 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Hallando los demás caudales:

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 2.98 \text{ cm}^3/\text{s}$$

Solución de L. Casagrande.

Según la fórmula (2.33):

$$q = k(\sqrt{d^2 + h^2} - d), \text{ por unidad de longitud.}$$

Se obtiene el respectivo caudal:

$$q_p = (0.05)(\sqrt{60.359^2 + 17.3^2} - 60.359) * 10.5 = 1.28 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Hallando los demás caudales:

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 2.83 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

- **Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal de 12.25 cm de longitud.**

Solución de Dupuit.

Según la fórmula (2.15):

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2d}, \text{ por unidad de longitud.}$$

Se procede a obtener gráficamente la distancia “d”, donde se aplica el criterio dado por la figura 2.24 o también en la figura 2.25, pero con otro tipo de filtro, donde esta distancia “d” queda limitada por la presencia del filtro horizontal y no llega hasta el pie del talud como se haría en una presa de tierra sin filtro.

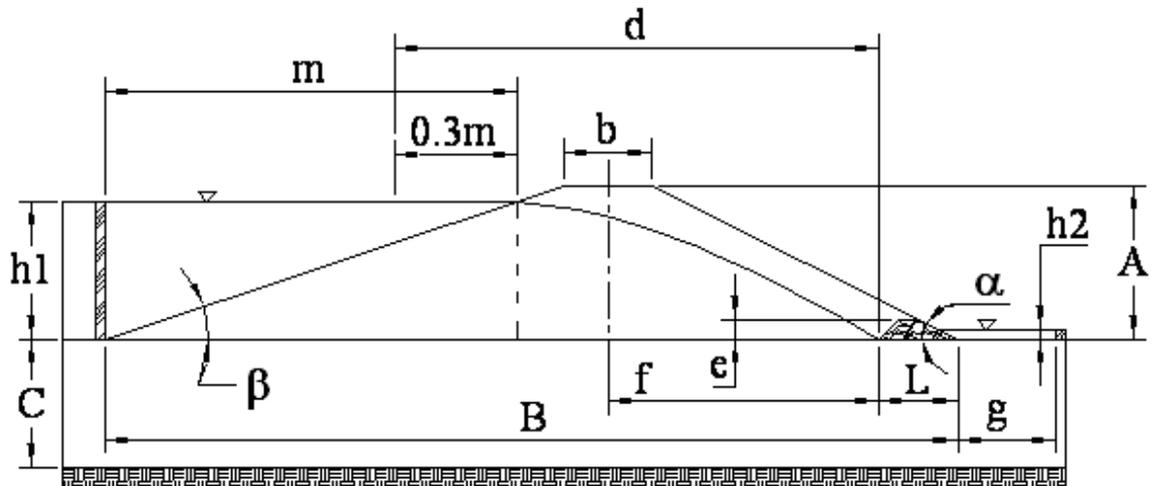


Figura 4.3 Sección de la presa con suelo 2, E 1: 60 con filtro horizontal de 12.25cm.

Ya de finidas todas las medidas de la figura 4.1, en el apartado 3.8.8, se halla la distancia “d”, como sigue:

$$\begin{aligned}
 m &= 55.38 \text{ cm.} \\
 0.3 \text{ m} &= 16.614 \text{ cm.} \\
 d &= 0.3 \text{ m} + B - (m + f + L) + f \\
 d &= 0.3 \text{ m} + B - m - L \\
 d &= 16.614 + 117.5 - 55.38 - 12.25 \\
 d &= 66.484 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Hallando los respectivos caudales:

$$q_p = \frac{0.05(18.9^2 - 1.6^2)}{2(66.484)} * 10.5 = 1.40 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

El caudal de la cimentación regido por la Ley de Darcy, (ecuación 1.37):

$$\begin{aligned}
 Q &= A * K * \frac{\Delta h}{\Delta L} \\
 q_c &= (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}
 \end{aligned}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 2.95 \text{ cm}^3/\text{s}$$

Solución de Shaffernak – Van Iterson.

Según las fórmulas (2.16) y (2.17):

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

$$q = ky \frac{dy}{dx} = ka(\sin \alpha)(\tan \alpha), \text{ por unidad de longitud.}$$

Se obtiene el respectivo caudal:

$$a = \frac{66.484}{\cos 26.61} - \sqrt{\frac{66.484^2}{\cos^2 26.61} - \frac{17.3^2}{\sin^2 26.61}} = 10.82 \text{ cm}$$

$$q_p = 0.05(10.82)(\sin 26.61)(\tan 26.61) * 10.5 = 1.27 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Hallando los demás caudales:

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 2.82 \text{ cm}^3/\text{s}$$

Solución de L. Casagrande.

Según la fórmula (2.3):

$$q = k(\sqrt{d^2 + h^2} - d), \text{ por unidad de longitud.}$$

Se obtiene el respectivo caudal:

$$q_p = (0.05)(\sqrt{66.484^2 + 17.3^2} - 66.484) * 10.5 = 1.16 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Hallando los demás caudales:

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 2.71 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

- **Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal de 14.41 cm de longitud (validación).**

Solución de Dupuit.

Según la fórmula (2.15):

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2d}, \text{ por unidad de longitud.}$$

Se procede a obtener gráficamente la distancia “d”, donde se aplica el criterio dado por la figura 2.24 o también en la figura 2.25, pero con otro tipo de filtro, donde esta distancia “d” queda limitada por la presencia del filtro horizontal y no llega hasta el pie del talud como se haría en una presa de tierra sin filtro.

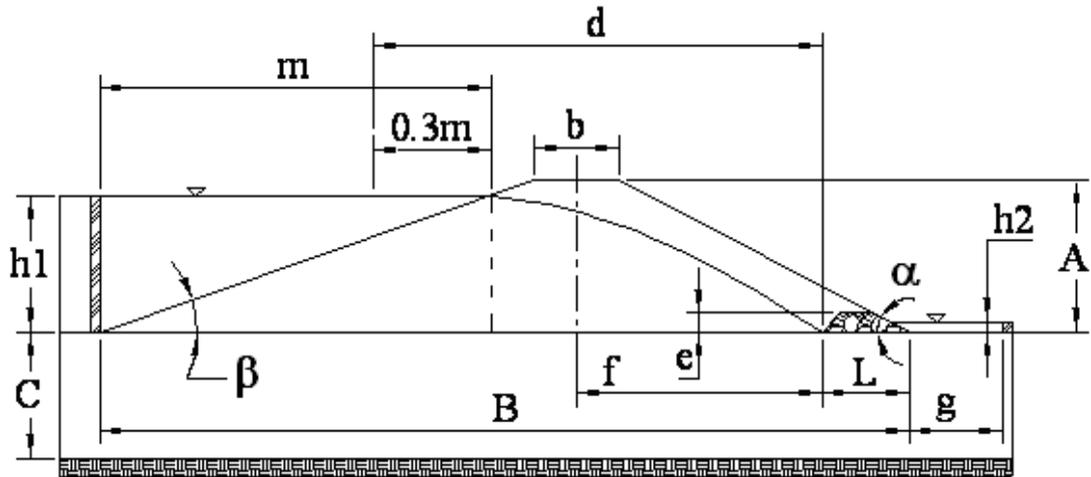


Figura 4.4 Sección de la presa con suelo 2, E 1: 60 con filtro horizontal de 14.41cm.

Ya de finidas todas las medidas de la figura 4.1, en el apartado 3.8.9, se halla la distancia “d”, como sigue:

$$\begin{aligned}
 m &= 55.38 \text{ cm.} \\
 0.3 \text{ m} &= 16.614 \text{ cm.} \\
 d &= 0.3 \text{ m} + B - (m + f + L) + f \\
 d &= 0.3 \text{ m} + B - m - L \\
 d &= 16.614 + 117.5 - 55.38 - 14.41 \\
 d &= 64.324 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Hallando los respectivos caudales:

$$q_p = \frac{0.05(18.9^2 - 1.6^2)}{2(64.324)} * 10.5 = 1.46 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

El caudal de la cimentación regido por la Ley de Darcy, (ecuación 1.37):

$$Q = A * K * \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 3.01 \text{ cm}^3/\text{s}$$

Solución de Shaffernak – Van Iterson.

Según las fórmulas (2.16) y (2.17):

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

$$q = ky \frac{dy}{dx} = ka(\sin \alpha)(\operatorname{tg} \alpha), \text{ por unidad de longitud.}$$

Se obtiene el respectivo caudal:

$$a = \frac{64.324}{\cos 26.61} - \sqrt{\frac{64.324^2}{\cos^2 26.61} - \frac{17.3^2}{\sin^2 26.61}} = 11.25 \text{ cm}$$

$$q_p = 0.05(11.25)(\sin 26.61)(\operatorname{tg} 26.61) * 10.5 = 1.33 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Hallando los demás caudales:

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 2.88 \text{ cm}^3/\text{s}$$

Solución de L. Casagrande.

Según la fórmula (2.33):

$$q = k(\sqrt{d^2 + h^2} - d), \text{ por unidad de longitud.}$$

Se obtiene el respectivo caudal:

$$q_p = (0.05)(\sqrt{64.324^2 + 17.3^2} - 64.324) * 10.5 = 1.20 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Hallando los demás caudales:

$$q_c = (0.05)(20 * 10.5) \frac{17.3}{117.5} = 1.55 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Luego:

$$q = q_p + q_c$$

$$q = 2.75 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

4.2.2 Comparación de resultados.

Tabla 4.1 Comparación de resultados analíticos y experimentales.

Ensayos realizados.	Soluciones teóricas.	Resultados analíticos.	Resultado experimental.
Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal de 24.5 cm de longitud.	Solución de Dupuit	3.27 cm ³ /s.	4.50 cm ³ /s.
	Solución de S haffernak – Van Iterson.	3.19 cm ³ /s.	
	Solución de L. Casagrande	2.96 cm ³ /s.	
Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal de 18.375 cm. de longitud.	Solución de Dupuit	3.09 cm ³ /s.	4.08 cm ³ /s.
	Solución de S haffernak – Van Iterson.	2.98 cm ³ /s.	
	Solución de L. Casagrande	2.83 cm ³ /s.	
Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal de 12.25 cm. de longitud.	Solución de Dupuit	2.95 cm ³ /s.	3.70 cm ³ /s.
	Solución de S haffernak – Van Iterson.	2.82 cm ³ /s.	
	Solución de L. Casagrande	2.71 cm ³ /s.	
Presa de tierra, E 1:60 con filtro horizontal de 14.41 cm. de longitud.	Solución de Dupuit	3.01 cm ³ /s.	3.83 cm ³ /s.
	Solución de S haffernak – Van Iterson.	2.88 cm ³ /s.	
	Solución de L. Casagrande	2.75 cm ³ /s.	

Respecto a los resultados obtenidos se puede notar que los valores analíticos son muy cercanos a los resultados experimentales, notando que la solución de Dupuit es la que más se acerca al valor experimental en todos los ensayos hechos, no queriendo decir que es la más exacta, puesto que el resultado experimental es tá sujeto a márgenes de errores siempre presentes como: la uniformidad de la prueba hecha a escala no es al 100 %, junto con los taludes y cimentaciones regidos por el dibujo que se hace en lado de vidrio del tanque de drenaje y filtración, el proceso de toma de caudales a guas abajo de la prueba, que incluye la precisión del cronómetro, probeta graduada, etc.

Dado que las soluciones analíticas son próximas a las experimentales se puede decir que los ensayos realizados están dentro del rango de valores esperados para el análisis de la filtración en una presa de tierra, junto con su solución hidráulica y de estabilidad que es el filtro horizontal. Afirmando que sí es posible una modelación aproximada de una presa de tierra en el tanque de drenaje y filtración con resultados acorde con el cálculo analítico.

4.3 Elaboración de la gráfica adimensional.

Los datos con los que se trabajó para la elaboración de la gráfica adimensional de diseño fueron los siguientes:

Tabla 4.2 Variables empleadas en los cálculos realizados.

h(cm)	q(cm³/s)	L(cm)	K_p(cm/seg)	K_f(cm/seg)	D_p(cm)	D_f(cm)
17.3	4.5	24.5	0.05	0.09	0.089	0.1595
12.575	3.16	24.5	0.05	0.09	0.089	0.1595
7.85	1.5	24.5	0.05	0.09	0.089	0.1595
3.125	0.5	24.5	0.05	0.09	0.089	0.1595
17.3	4.08	18.375	0.05	0.09	0.089	0.1595
12.575	2.83	18.375	0.05	0.09	0.089	0.1595
7.85	1.42	18.375	0.05	0.09	0.089	0.1595
3.125	0.5	18.375	0.05	0.09	0.089	0.1595
17.3	3.7	12.25	0.05	0.09	0.089	0.1595
17.3	3.83	14.41	0.05	0.09	0.089	0.1595

Donde, h = carga hidráulica total, q = caudal de filtración, L = longitud de filtro horizontal, k_p = permeabilidad del material de la presa de tierra, k_f = permeabilidad del material del filtro, D_p = diámetro del material de la presa, D_f = diámetro del material del filtro.

En la columna de la carga hidráulica (h), se observa variaciones en ella, lo cual son las variaciones que se hicieron a guisa de la presa, ya explicado el procedimiento en el apartado 3.8.4 y los respectivos caudales de filtración (q) hallados experimentalmente junto con las longitudes de los filtros horizontales (L) ensayados, hasta el último filtro que representó la longitud de verificación de la curva obtenida, la cual se define a continuación.

Con los datos mostrados en la tabla 4.2 se procedió a realizar todas las combinaciones posibles entre las 7 variables presentes, siguiendo el razonamiento de encontrar disposiciones entre ellas tales que se obtengan relaciones adimensionales y proceder a elaborar gráficas con ellas.

De esta manera, resultaron para un eje las relaciones donde se encontraba el caudal de filtración (q) dividido por la permeabilidad "k" ya sea de la presa de tierra o del filtro, esto se debe a las unidades que tiene "q" (cm^3/s) y las de la permeabilidad (cm/s), donde necesariamente ésta tenía que dividirse a "q", para adimensionalizar la relación, acompañada por alguna variable de longitud ya sea longitud del filtro (L),

carga total (h), o diámetro de los materiales que conforman la presa o el filtro, siendo estas relaciones :

$$\frac{q}{k_f * L^2}, \frac{q}{k_f * L * D_p}, \frac{q}{k_f * D_p^2}, \frac{q}{k_f * L * h}, \frac{q}{k_f * h^2}, \frac{q}{k_p * L^2}, \frac{q}{k_p * L * D_f},$$

$$\frac{q}{k_p * D_f^2}, \frac{q}{k_p * L * h}, \frac{q}{k_p * h^2}$$

Las relaciones para el otro eje se tuvieron conformadas por las variables de longitudes, resultando las siguientes:

$$\frac{L}{h}, \frac{L}{D_f}, \frac{L}{D_p}, \frac{h}{L}, \frac{h}{D_f}, \frac{h}{D_p}, \frac{D_f}{L}, \frac{D_f}{h}, \frac{D_p}{L}, \frac{D_p}{h}$$

Luego se trazaron en gráficas todas las relaciones posibles entre ellas, resultando 40 gráficas aceptables, para luego escoger las mejores 14 y de ellas se seleccionó una, la cual presentaba una buena tendencia de puntos, representada por una recta, y las variables adimensionales estaban conformadas por 5 variables de las 7 presentadas en la tabla 4.1, lo cual se considera aceptable.

El criterio fue que las gráficas que presentaban una dispersión de puntos en ninguna tendencia eran desechadas, así como las que presentaban una curva de tendencia muy complicada. Entonces la gráfica tiene en el eje de las ordenadas a la siguiente relación adimensional:

$$\frac{h}{L}$$

Mientras que en el eje de las abscisas, se tiene,

$$\frac{q}{k_p * L * D_f}$$

La gráfica de diseño mencionada junto con su línea de tendencia y su ecuación respectiva, es la siguiente:

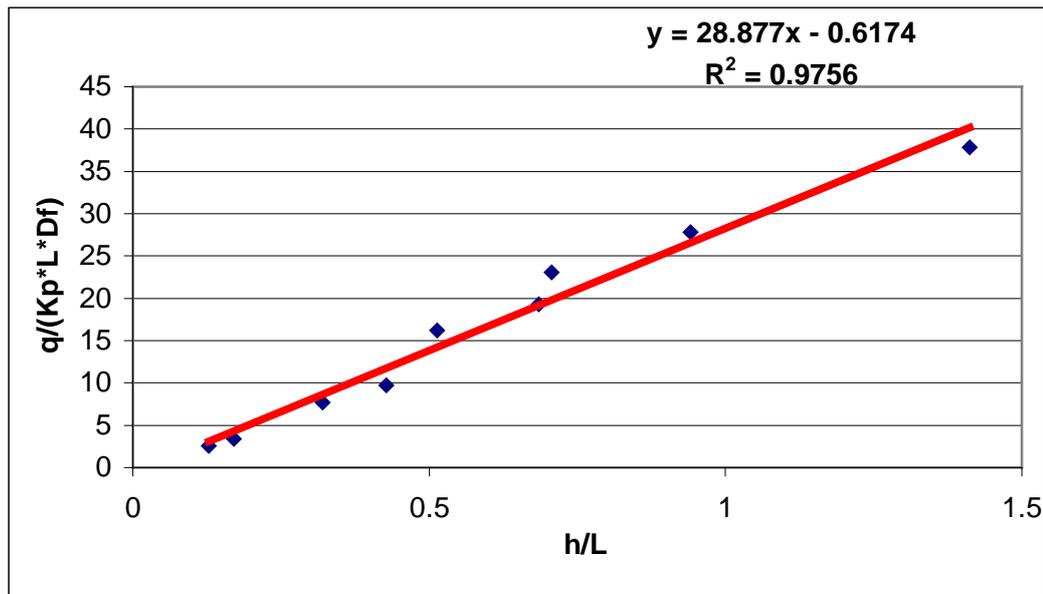


Figura 4.5 Gráfica adimensional.

Observando la gráfica adimensional obtenida (figura 4.5), se aprecia que faltan datos entre los valores 1 y 1.5 de la relación “h/L”, entonces se escoge un valor que esté ubicado entre dichos puntos, el valor escogido es 1.2, y conociendo $h = 17.3$, se obtiene el valor de la longitud de filtro a ensayar la cual es $L = 14.41\text{cm}$ y a su vez reemplazando este valor de L y los valores ya conocidos: $k_p = 0.05\text{ cm/s}$, $D_f = 0.1595\text{ cm}$:

$$\frac{q}{k_p * L * D_f} = 28.877 \frac{h}{L} - 0.6174 \quad (4.2)$$

se obtiene el valor del caudal de filtración (q) esperado para esta relación el cual es:

$$q = 3.9\text{ cm}^3/\text{s}.$$

Con estos datos se realiza el último ensayo (apartado 3.8.9) en el cual se le da al filtro una longitud de $L = 14.41\text{ cm}$ y se espera obtener un valor cercano a $q = 3.9\text{ cm}^3/\text{s}$, el cual se le denomina caudal esperado.

Realizando este último ensayo se obtuvo un caudal de $3.83\text{ cm}^3/\text{s}$ muy cercano al esperado ($3.9\text{ cm}^3/\text{s}$), completando satisfactoriamente el punto que faltaba en la gráfica adimensional de diseño presentada, con una excelente aproximación de este punto a la línea de tendencia, (figura 4.6) lo que permitió mejorar el ajuste.

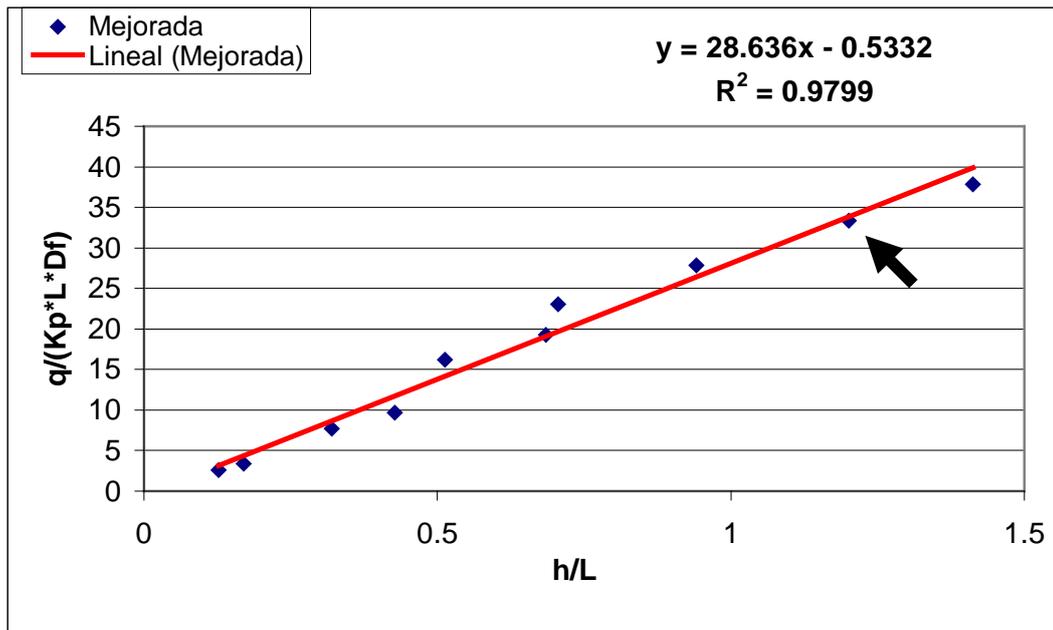


Figura 4.6 Gráfica adimensional definitiva.

Quedando la ecuación definitiva de la gráfica de la siguiente manera:

$$\frac{q}{k_p * L * D_f} = 28.636 \frac{h}{L} - 0.5332 \quad (4.3)$$

4.4 Ejemplo de aplicación.

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación de la gráfica adimensional hallada, en un proyecto de presa de tierra de 15 metros de altura, a realizarse en la Región Grau, con el material que constituye la presa y cimentación compuesto por una arena de similares características a la que se encuentra en la cantera de Cerro Mocho y el estrato impermeable se encuentra a 11 metros de la base de la presa de tierra.

Se requiere el caudal de filtración esperado aguas abajo, para la presa de tierra homogénea que tiene las características referenciales que se presentan en la figura 4.8.

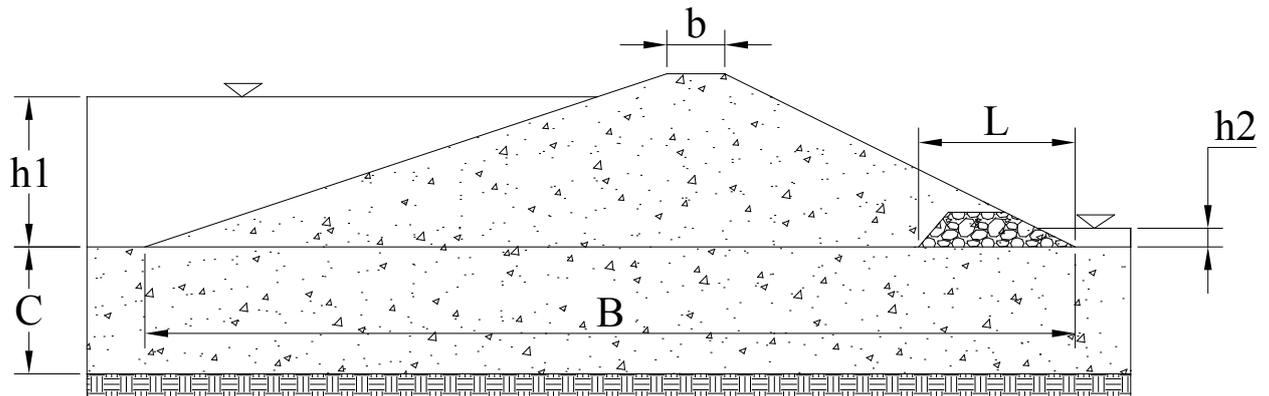


Figura 4.8 Características de la presa de tierra.

El talud aguas arriba es de 3:1 y el de aguas abajo 2:1, la longitud de la corona (b) es 5 m, y la longitud de la base (B) es 80 m.

h_1 = aguas arriba es de 10m.

h_2 = aguas abajo es 1.5 m.

k_p = 0.34 cm/s representa la permeabilidad de una arena gruesa de la cantera de Cerro Mocho.

D_f = 11.1 mm representa una grava media – grava fina, que conforma el filtro.

L = 10 m.

C = 11 m.

Se calcula la relación h/L :

$$h/L = 8.5 / 10 = 0.85.$$

Con esta relación se va al gráfico (figura 4.6), y se halla el respectivo valor en el eje Y, o se va a la ecuación de curva a dimensional (ecuación 4.3) dada, y se obtiene el valor, el cual es: 23.81.

Entonces la ecuación queda de la siguiente manera:

$$\frac{q}{k_p * L * D_f} = 23.81$$

despejando “q”:

$$q = 23.81(k_p * L * D_f)$$

reemplazando los valores dados teniendo en cuenta las respectivas unidades, se obtiene el valor de “q”, el cual es :

$$q = 23.81(0.0034 * 10 * 0.011)$$

$$q = 0.0089 \text{ m}^3/\text{s} = 8.9 \text{ l/s}$$

El valor obtenido de l caudal de filtración esperado aguas abajo es un resultado coherente ya se tiene registro del Dique Laguna, ubicado en México, el cual forma parte de l Sistema Hidroeléctrico de Encasa de la Compañía de Luz y Fuerza (CLF), en el cual se registraron las filtraciones aguas abajo y estas oscilan entre los 2 y 5.5 litros por segundo, teniendo en cuenta que esta presa l os principales materiales que la constituyen son arcillas y limos, al igual que su cimentación, es decir las permeabilidades en estos materiales son menores que la permeabilidad del material empleado en el ejemplo aplicativo de la curva adimensional. Con lo que la gráfica adimensional hallada, representa valores bastante próximos a la realidad, no llegando a ser exactos.

CONCLUSIONES

Conclusiones

1. Los resultados obtenidos experimentalmente en el Tanque de drenaje y filtración resultan próximos a los obtenidos a través de las soluciones teóricas analizadas, notando que la solución de Dupuit es la más cercana al valor experimental en los cuatro ensayos analizados.
2. Se tiene que considerar que los resultados analíticos no son exactos, sino aproximados ya que el flujo real a través de medios permeables es muy difícil de representar y en este caso se ha idealizado por medio de las soluciones teóricas de forma que el flujo se comporte de manera bidimensional, lo cual en la realidad es en tres dimensiones. Por esto resultó muy favorable la construcción de las presas a escala para establecer la respectiva comparación, concluyendo que los resultados son próximos.
3. Igualmente los resultados dados por el Tanque de drenaje y filtración están sujetos a errores de varios tipos, como de medición de caudales, compactación del medio permeable, caudal de entrada, etc., por lo cual se tuvo mucho cuidado durante la construcción de cada ensayo, prueba de esto son los resultados obtenidos que son cercanos a los analíticos.
4. El filtro horizontal resultó ser el más eficiente entre los tres ensayados, ya que su caudal de filtración para la carga hidráulica mayor fue de $4.5 \text{ cm}^3/\text{s}$ ante $6.83 \text{ cm}^3/\text{s}$ del filtro tipo chimenea y $5.33 \text{ cm}^3/\text{s}$ del filtro tipo enrocado, además de ser el más económico ya que requiere menor cantidad de agregado que el de tipo chimenea y no requiere de grava seleccionada como el de tipo enrocado además de tener un proceso constructivo más factible que los dos anteriores.
5. La curva adimensional propuesta, es una curva de gran utilidad para el diseño de los filtros horizontales en presas homogéneas con características geométricas similares con una cimentación permeable de 20 cm de profundidad que representa entre 11 y 12 metros hasta encontrar el estrato impermeable (variación de la escala 1:60 – 1:57), ya que proporciona datos aproximados en sus distintas variables que la conforman, por ejemplo para una relación tal de h/L se puede obtener cual será el caudal de filtración esperado, aproximando las de más variables como son la

permeabilidad del material que conforma la presa, la longitud del filtro a probar y el diámetro del material que conforma el filtro.

6. Para efectos comparativos, entre las modelaciones llevadas a cabo en arena fina y en arena gruesa, se aprecia que las realizadas con arena fina son más inestables que las realizadas con arena gruesa, a igual geometría ensayada, esto debido a que el valor del ángulo de fricción es menor para tamaños de grano menores, entonces las modelaciones hechas en arena gruesa presentan un talud más estable, pero más permeable, condición que se controla perfectamente con los filtros de drenaje.
7. Las soluciones planteadas ante el problema de socavación o erosión subterránea presentado en el talud aguas abajo, cumplieron adecuadamente su labor de efectuar el drenaje respectivo donde están ubicados, impidiendo que las líneas de flujo sigan su trayectoria hacia el talud aguas abajo, caso contrario ocasionaría el colapso inminente de la estructura, cosa que no ocurrió en ninguna de las soluciones presentadas.
8. Los ensayos realizados pueden servir para fines didácticos de experimentación en cursos a fines como Hidrología, Hidrogeología o Mecánica de Suelos, que dando distintas variaciones pendientes para próximos estudios, en la composición no solo de presas de tierra sino otras estructuras hidráulicas que puedan ser modeladas en el equipo, siendo de gran utilidad para el aprendizaje la observación de los fenómenos que ocurren en una presa real.

Recomendaciones

1. Un tema de continuación del presente trabajo sería la modelación de presas de sección compuesta, es decir que cuenten con un núcleo impermeable en su constitución, con variaciones en el material de dicho núcleo así como variaciones en su geometría, probando con los distintos limos y arcillas que se tienen en la región. De manera que la presa resulte ser cada vez más impermeable, siempre tratando de maximizar la economía del proyecto, ya que representa un mayor selección de materiales.
2. El presente estudio puede ser complementado efectuando mediciones en prototipo para saber como funcionan los filtros en proyectos en plena operación, dependiendo si forman parte de una sección de presa homogénea o compuesta, como también del tipo de materiales con las que esta compuesta y cuáles son sus propiedades, de manera que se vea que leyes o nuevos parámetros están involucrados, aportando estos a la gráfica adimensional propuesta así como obtener cuales la diferencia entre los parámetros obtenidos por la gráfica y los obtenidos en estas mediciones.
3. Respecto al Tanque de drenaje y filtración, se recomienda una posible modificación en su geometría, es decir, un mayor espesor o fondo de éste para que permita un mejor acceso y tener mayor holgura para trabajar en futuras modelaciones, ya que los 10.5 cm con los que cuenta, son relativamente insuficientes. Así también sería

de gran utilidad la colocación de una bomba centrífuga, la cual permite la recirculación de agua, ahorrando tiempo y consumo de la misma.

4. Respecto a la curva adimensional propuesta, sería útil realizar la misma metodología empleada en la presente tesis, para obtener las gráficas adimensionales pero para otros tipos de filtros, por ejemplo para el tipo chimenea o para el tipo enrocado con talud invertido, de manera que se complemente al presente trabajo colaborando al diseño de las presas de tierra homogéneas.
5. El Tanque de drenaje y filtración queda ya habilitado para futuras modelaciones, las cuales serán de gran utilidad para los cursos afines al tema de flujo en medios porosos, recomendándose se programen laboratorios e indichos cursos teniendo como guía el manual de instrucción del equipo, el cual presenta distintos ensayos propuestos, no solo de presas de tierra sino otros tipos de obras hidráulicas.

REFERENCIAS

1. Gallardo Germán. Apuntes de clase de Mecánica de Suelos I y II, Universidad de Piura, 2003.
2. Apuntes del curso de Tecnología del Concreto, Universidad de Piura.
3. Alva Hurtado Jorge E., Mecánica de Suelos I, Universidad Nacional de Ingeniería, 1985.
4. Terzaghi Kart y Ralph Peck, Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, 2da. edición, 1973.
5. United States. Department of the Interior. Bureau of Reclamation, Design of Samll Dams. 3rd edition, 1987.
6. Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No 195, 2002.
7. Harr Milton E, Groundwater and Speepage, 1962.
8. Ray E. Linsley y Joseph B. Franzini, Ingeniería de los Recursos Hidráulicos, 1980.
9. Raúl J. Marsal y Daniel Reséndiz Núñez, Presas de tierra y enrocamiento, 1983.
10. Jaime Suárez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, 1998.
11. Gonzalo Duque-Escobar, Manual de geología para ingenieros, Universidad Nacional de Colombia, 1998.
12. Armfield technical education Co –Ltda, Instruction Manual. Drainage and Speepage tank, Model S1. Hampshire, England 1983.

Páginas consultadas en Internet

13. Página del Bureau of Reclamation, www.usbr.gov
14. Presas de tierra y enrocamiento, www.geocities.com/gsiluam/hidraulicas.htm

15. Central Hidroeléctrica Cuarachi, www.edelca.com.ve
16. Estabilidad de taludes sumergidos, www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt199.pdf
17. ORSEP – Organismo Regulador de Seguridad de Presas, www.orsep.gov.ar
18. Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP), www.spancold.org