

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**“PREDIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTABILIDAD EN
REPRESAS DE TIERRA”**

Realizado por:

DÍAZ VÉLIZ, MARÍA YSABEL

RIVAS DÍAZ, MIGDELIS DEL CARMEN

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como

Requisito Parcial para optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Barcelona, Junio 2009

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**“PREDIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTABILIDAD EN
REPRESAS DE TIERRA”**

Realizado por:

Díaz V, María Y.

Rivas D, Migdelis del C.

Revisado y Aprobado por:

Prof. Luis González

Asesor Académico

Barcelona, Junio 2009

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**“PREDIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTABILIDAD EN
REPRESAS DE TIERRA”**

JURADO CALIFICADOR:

Prof. Luisa Torres

Jurado Principal

Prof. Enrique Montejo

Jurado Principal

Barcelona, Junio 2009

RESOLUCIÓN

De acuerdo al Artículo 57 del Reglamento de Trabajo de Grado:

“PARA LA APROBACIÓN DEFINITIVA DE LOS CURSOS ESPECIALES DE GRADO COMO MODALIDAD DE TRABAJO DE GRADO, SERÁ REQUISITO PARCIAL LA ENTREGA A UN JURADO CALIFICADOR, DE UNA MONOGRAFÍA EN LA CUAL SE PROFUNDICE EN UNO O MAS TEMAS RELACIONADOS CON EL ÁREA DE CONCENTRACIÓN”.

DEDICATORIA

Quiero dedicarle este gran logro primero que todo a Dios por darme la paciencia, serenidad y entendimiento a lo largo de mi carrera.

A mis padres, por su ayuda y apoyo; muy especialmente a mi madre por esa lucha incansable, por su constante cooperación y mantenerse siempre a mi lado cuando mas la necesite.

A mis hermanos, por estar siempre a mi lado apoyándome en todo momento.

A mis amistades por ayudarme a lo largo de mi carrera, por haber estado en las buenas y en las malas; pero especialmente a Jacobo y Jacqueline por ser con los que más he compartido, por sus consejos y por tenerme paciencia.

María Ysabel Díaz Véliz

DEDICATORIA

Este gran logro quiero dedicárselo primeramente a **Dios**

A mis padres a mi esposo y muy especialmente a mis hijos Ramón Eduardo y Elihutmi Nazareth. A todos ellos por ser el motivo más importante para luchar en la vida **LOS AMO.**

Migdelis Rivas

AGRADECIMIENTO

Primero y antes que nada quiero darle Gracias a Dios, por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante toda mi carrera.

A mis padres, por su ayuda, comprensión y por las noches de desvelo que les cause, por su educación, por todas y cada una de las cosas que me han enseñado; por este logro y por muchos mas... Gracias, los amo.

A mis hermanos, familiares, compañeros de clases y amigos, por su paciencia, por haber participado de alguna u otra forma en mis estudios, por su colaboración, por ser mis guías, por ser parte de mis logros, por sus consejos, por formar parte de mi vida y por confiar en mí. ¡Lo logré!... Gracias, muchas gracias a todos, sin su ayuda no estaría en donde me encuentro ahora.

María Ysabel Díaz Véliz

AGRADECIMIENTO

GRACIAS **DIOS** por permitirme cumplir esta meta tan anhelada, por darme las fuerzas para perseverar y vencer.

A mis padres **Miguel Ángel Rivas** y **Delia de Rivas** por comprenderme, apoyarme y ayudarme con mis hijos para poder asistir a clases. **Los adoro**

A mi esposo **Eduardo Salazar** por apoyarme, acompañarme y llevarme a clases por decirme si puedes. TE AMO.

A mi hermana **Deliangel Rivas** por estar cuando la necesite. Cuídate... tqm.

A mis hermanos: **Miguel Ángel, José Félix** y **Dionel** por apoyarme

A mis grandes amigas y comadres **Emilia, yetzenia, yennifer y yurelis** con ellas compartí grandes experiencias y estuvieron cuando más las necesite.

A todos mis familiares y amigos.....

A mi compañera de trabajo **Maria Ysabel**

A la **Universidad de Oriente** y a los profesores que amablemente impartieron este curso especial de grado

Migdelis Rivas.

RESUMEN

Las presas de tierra son las obras civiles más antiguas desde el punto de vista histórico y son relativamente económicas ya que en su construcción se emplean los suelos naturales existentes en la zona o con un mínimo de procesamiento. Las más exitosas utilizan materiales como grava, arena, limo, polvo de roca y arcilla.

Su construcción se basa en el almacenamiento de agua proveniente de un río, que posteriormente podría ser utilizada de diversas formas o combinación de estas: para consumo humano, regadío; así como también para generar electricidad, aumentar la profundidad de diversos ríos, hacerlos más navegables y controlar el caudal del agua durante los periodos de inundaciones. Es por eso, que hoy en día son de gran importancia y deben ser estables y seguras.

Generalmente se realiza un diseño de presa en base a las experiencias, normas, criterios y recomendaciones, obtenidas a través de estudios realizados por el colegio de ingenieros de los Estados Unidos; éste no es más que predimensionar, el cual consiste en determinar la altura, ancho de la cresta y los taludes tanto aguas arriba como aguas abajo, a los cuales posteriormente es necesario calcularle su estabilidad.

En cuanto al cálculo de la estabilidad se realiza utilizando los métodos de equilibrio límite y de análisis límite, dentro de los cuales se encuentran varios métodos, pero el más utilizado para calcular pequeñas presas de tierra es el método de las dovelas conocido también como método de las rebanadas o tajadas, el cual consiste en tomar una superficie de prueba y la masa de deslizamiento potencial se divide en el número de tajadas verticales a las cuales se le calculan las fuerzas y los momentos motores y resistentes para así obtener el factor de seguridad mínimo.

ÍNDICE

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
AGRADECIMIENTO	viii
RESUMEN	ix
ÍNDICE.....	x
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABLAS	xiv
INTRODUCCIÓN.....	xv
CAPITULO I.....	17
EL PROBLEMA.....	17
Planteamiento del Problema	17
Objetivos.....	19
1.2.1. Objetivo General.....	19
1.2.2. Objetivos Específicos	19
Sistema de Variables	19
1.3.1. Definición Conceptual	19
1.3.2. Definición Operacional.....	20
CAPITULO II.....	22
MARCO TEÓRICO	22
2.1. Presas de tierras	22
2.2. Características de las presas de tierras.....	23
2.3 Tipos de presas de tierras.....	24
2.3.1. Presas homogéneas	24
2.3.2. Presas heterogéneas	26
2.3.2.1. Presas con núcleo ancho	28

2.3.2.2. Presas con núcleo delgado	29
2.3.2.3. Presas con núcleo inclinado	30
2.3.2.4. Presas con manto impermeable	31
2.4. Predimensionado en presas de tierra.....	33
2.4.1. Altura de la presa.....	34
2.4.1.1. Altura de aguas muertas	35
2.4.1.2. Altura de aguas normales	36
2.4.1.3. Altura de aguas máximas.....	36
2.4.1.4. Borde libre	36
2.4.1.5. Sobre elevación.....	37
2.4.2. Ancho de la cresta.....	38
2.4.3. Taludes.....	39
2.4.3.1. Taludes en presas homogéneas.....	40
2.4.3.2. Taludes en presas heterogéneas.....	41
2.5. Estabilidad en taludes	45
2.6. Métodos para el cálculo de estabilidad en presas de tierras	50
2.6.1. Métodos de análisis límite (método de cálculo en deformaciones). 50	
2.6.2. Métodos de equilibrio límite.....	52
2.6.2.1. Métodos exactos	53
2.6.2.2. Métodos no exactos	63
2.6.2.2.1. Método de dovelas o rebanadas.....	63
2.7. Ventajas y desventajas de las presa de tierra.....	75
2.8. Calculo de la estabilidad en presas de tierra.....	77
CAPITULO III	83
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
3.1. Conclusiones.....	83
3.2. Recomendaciones	84
BIBLIOGRAFÍA.....	86
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:	1

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Presa de Tierra [1].....	23
Figura 2.2. Presas Homogéneas [2].....	25
Figura 2.3. Presas Homogéneas Modificadas [2].....	26
Figura 2.4. Presa heterogénea con núcleo ancho [3].....	29
Figura 2.5. Presa heterogénea con núcleo delgado [3].....	30
Figura 2.6. Presa heterogénea con núcleo inclinado [3].....	31
Figura 2.7. Presa heterogénea con manto impermeable [3].....	33
Figura 2.8. Dimensiones de una presa de tierra [4].....	35
Figura 2.9. Tipos de fallas en taludes [6].....	50
Figura 2.10. Métodos de cálculo para estabilidad de taludes [7].....	50
Figura 2.11. Valor de N_s para suelo sin fricción [6].....	51
Figura 2.12. Valor de N_s para falla al pie del talud [6].....	52
Figura 2.13. Rotura planar [7].....	54
Figura 2.14. Plano inclinado de rotura planar [7].....	56
Figura 2.15. Rotura por cuña [7].....	58
Figura 2.16. Corte de rotura por cuña [7].....	59
Figura 2.17. Ángulo de inclinación de la línea de intersección [7].....	60
Figura 2.18. Plano del talud [7].....	61
Figura 2.19. Planos de deslizamiento [7].....	61
Figura 2.20. Método de Dovelas o rebanadas [8].....	64
Figura 2.21. Aplicación del método de dovelas o tajadas [4].....	65
Figura 2.22. Método simplificado de Bishop [7].....	66
Figura 2.23. Factor de seguridad de una rotura circular [7].....	68
Figura 2.24. Método de Janbu [9].....	69
Figura 2.25. Diagramas de equilibrio de fuerzas en método de Janbu [9].....	69
Figura 2.26. Método de Morgenstem – Price [9].....	72

Figura 2.27. Diagramas de equilibrio de fuerzas en método de Morgenstem - Price [9].....	73
Figura 2.28. Factor de Seguridad en el método Morgenstem – Price [9].....	73
Figura 2.29. Factor de seguridad en el método de Spencer [9]	74
Figura 2.30. Diagrama de equilibrio de fuerzas [9].....	75
Figura 2.31. Sección máxima de la presa [4].....	78

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Identificación y Operacionalización de las Variables	20
Tabla 1.2. Operacionalización de las Variables.....	21
Tabla 2.1. Tipos de protección para el borde libre	36
Tabla 2.2. Taludes recomendados para los rellenos estabilizadores de las presas en cimientos de arcilla y limo.....	40
Tabla 2.3. Taludes recomendados para pequeñas presas de tierras homogéneas en cimientos estables.....	41
Tabla 2.4. Taludes recomendados para pequeñas presas de tierras del tipo heterogéneo sobre cimientos estables	43
Tabla 2.5. Esquema para realizar el predimensionado de las presas de tierra... 44	
Tabla 2.6. Factores de seguridad	48
Tabla 2.7. Incógnitas y ecuaciones del método de Spencer	74
Tabla 2.8. Datos Generales.....	77
Tabla 2.9. Cálculo mediante el método standard de las tajadas.	79

INTRODUCCIÓN

Al realizar el predimensionado y cálculo de la estabilidad de una represa de tierra se deben considerar varios factores que influyen en ella como; el estudio geológico del terreno el cual determinará la sucesión de estratos, la presencia de fallas, corrimientos y permeabilidad, la cimentación porque una presa de tierra con material arcilloso y una buena cimentación arcillosa y rocosa es capaz de soportar sismos fuertes; y la aplicación de los métodos de construcción los cuales van a determinar la utilización de los materiales y el buen funcionamiento de la misma.

En ingeniería se denomina presa o represa a una barrera artificial que se construye en algunos ríos para embalsarlos y retener su caudal. Su construcción se realiza generalmente en la cuenca de los ríos con múltiples finalidades, entre las que destacan: abastecimiento de agua a poblaciones, regulación general de la corriente de agua o río, aprovechamiento industrial de su energía, hacer navegables ciertos canales o tramos de río y para controlar los daños producidos por las riadas e inundaciones, entre otros.

La primera presa de la que se tiene constancia se construyó en Egipto en el 4000 A.C. para desviar el cauce del Nilo y proporcionar más terreno a la ciudad de Menfis. Muchas presas de tierra antiguas, como las construidas por los babilonios, formaban parte de un complejo sistema de riego que transformaba regiones no productivas en fértiles y eran capaces de mantener a grandes poblaciones. Muy pocas de más de un siglo de antigüedad se mantienen en pie debido a los destrozos de las inundaciones periódicas.

La construcción de presas de altura y capacidad de almacenamiento considerable, casi indestructible, se hizo posible gracias al desarrollo del cemento

Portland, del hormigón, y al uso de máquinas para mover tierra y equipamiento para el transporte de materiales. Por lo tanto, para realizar el predimensionado de los taludes debemos tomar en cuenta las características de los materiales de construcción, las condiciones de la fundación y la altura de la presa.

Para el cálculo de la estabilidad que no es más que el estudio contra falla o deslizamiento, se deben utilizar adecuados factores de seguridad, que permitan obtener un diseño correcto; el cual va a depender de los diferentes métodos aplicados, por eso es necesario el análisis de las ventajas y desventajas que presentan las presas de tierras.

Cualquier tipo de presa debe ofrecer condiciones de seguridad durante la construcción y en el transcurso de su operación. Para ello, es importante que exista una buena coordinación entre el diseño y la construcción para asegurar que se hagan las correcciones necesarias de manera que las obras se ajusten lo mejor posible a las condiciones reales de campo.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

Las presas de tierras son construcciones destinadas a embalsar o almacenar agua que luego será usada tanto en regadío como para consumo masivo de los habitantes de las comunidades conectadas al sistema; su diseño debe tener en cuenta ciertas leyes físicas y geológicas para el buen desempeño y construcción de estas.

En las presas de tierra se emplean los suelos naturales existentes en la zona, sin procesamiento o con un procesamiento mínimo, estos poseen la flexibilidad necesaria como para poder ser fundadas sobre suelos comprensibles, por lo tanto, las cargas en la fundación se reparten sobre un área mayor que en cualquier otro tipo de presa.

Es así que, al realizar los cálculos en el predimensionado son más factibles por cuanto estas pueden ser sobre elevadas y reparadas en caso de sufrir daños en su estructura, sin embargo, a pesar de lo antes expuesto las presas de tierra tienen la desventaja de sufrir daños graves, incluso ser destruidas por la erosión producida por un vertido superior a la capacidad para el aliviadero, así como cuando los animales hacen sus madrigueras en ellas.

Generalmente las presas de tierra son de 2 tipos: homogéneas y heterogéneas, las homogéneas se componen predominantemente de un material o de materiales mezclados y uniformes en toda la sección transversal de la represa, el cual debe ser suficientemente impermeable como para proporcionar una estanqueidad adecuada y los taludes deben ser relativamente tendidos para adaptarse a las exigencias de la estabilidad. Otro aspecto importante son los taludes aguas arriba y aguas abajo que

deben ser tendidos debido a que en las aguas arriba puede darse desprendimiento cuando el desembalse es muy rápido, y en las aguas abajo puede darse que emerjan filtraciones a pesar de su poca pendiente y de la permeabilidad del suelo cuando el nivel del embalse se mantiene alto por un período de tiempo muy largo; mientras que las presas heterogéneas, o de zona, son aquellas que tienen un núcleo central impermeable cubiertos por zonas de materiales más permeables tanto aguas arriba como aguas abajo.

Después de realizado el predimensionado de los taludes es necesario calcular su estabilidad, esto se realiza a través de los siguientes métodos: métodos de análisis límite que permiten el cálculo de deformaciones así como el de esfuerzos, tomando en cuenta la ley de comportamiento del material y el método de equilibrio límite se evalúa el talud en su estado de falla, basándose en las consideraciones de equilibrio límite.

En este sentido, un proyecto de construcción de una presa de tierra debe ser realista y tener los conocimientos de las características del terreno, tomar en cuenta las condiciones necesarias para los cimientos, su ubicación y los materiales a utilizar para la construcción del terraplén, también, hay que tomar en cuenta que su funcionalidad sea satisfactoria con un mínimo costo y su mantenimiento y conservación no generen gastos muy elevados.

La finalidad de este proyecto es aprender a predimensionar presas de tierras ya que de sus dimensiones depende el buen funcionamiento y vida útil, es por esto que se desea aportar una guía más concreta, detallada y específica de utilidad para estudiantes, profesores y toda persona que necesite desarrollar a fondo el tema o que desee realizar un proyecto o diseño, debido a que el material existente es muy complejo, por lo que, en éste se planteará: que es una presa de tierra, características, tipos, ventajas y desventajas así como el procedimiento para el predimensionado y el

cálculo de su estabilidad a través de los diferentes métodos.

Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Desarrollar un procedimiento para el predimensionado y cálculo de la estabilidad en represas de tierra.

1.2.2. Objetivos Específicos

- ✓ Definir las características y tipos de presas de tierra.
- ✓ Predimensionar presas de tierra.
- ✓ Describir los métodos para el cálculo de estabilidad de taludes en presas de tierra.
- ✓ Señalar las ventajas y desventajas de las presas de tierra.
- ✓ Determinar la estabilidad de presas de tierra por el método de las dovelas o tajadas aplicando el método aproximado de Fellenius.

Sistema de Variables

En esta sección se presenta tanto la definición conceptual como la operacional de las variables desarrolladas que permiten describir y llegar al predimensionado y cálculo de la estabilidad en presas de tierras.

En cuanto a la definición que se le da a cada variable en esta sección, es la que se aplica a lo largo de todo el desarrollo de la monografía.

1.3.1. Definición Conceptual

Las definiciones conceptuales definen las variables con otros términos, vienen definidas desde el marco teórico ó desde el marco conceptual.

De acuerdo a esto, se presentan en el siguiente cuadro las definiciones conceptuales de cada variable.

Tabla 1.1. Identificación y Operacionalización de las Variables

OBJETIVO ESPECÍFICO	VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL
Definir características y tipos de presas de tierra.	Características y tipos de presas de tierra.	En su construcción se emplean los suelos naturales existentes en la zona sin procesamiento o con un mínimo de proceso. Se clasifica en: homogéneas y heterogéneas.
Predimensionar presas de tierra.	Predimensionado de las presa de tierra.	Es la modificación al diseño de una presa para su mejoramiento en cuanto a la estabilidad de la misma.
Describir los métodos el cálculo de estabilidad de taludes en presas de tierra.	Métodos para el cálculo de estabilidad de las presa de tierra.	Se dividen en: métodos de equilibrio límite en el cual se evalúa el talud en su estado de falla y método de cálculo en deformaciones en este se necesita la aplicación de métodos de elementos finitos pero permiten el cálculo de deformaciones así como de esfuerzos, tomando en cuenta la ley del comportamiento del material.
Ventajas y desventajas de las presa de tierra.	Ventajas y desventajas de las presa de tierra.	Las ventajas son los aspectos positivos y las desventajas son los aspectos negativos o las consecuencias que se pueden presentar.
Determinar la estabilidad de presas de tierra por el método de las dovelas aplicando el método aproximado de Fellenius.	Estabilidad de las presas de tierra.	Es aquella que se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes.

Fuente: Elaborado por las autoras (2009).

1.3.2. Definición Operacional

Son las que especifican los procedimientos que describe las actividades que un observador debe registrar para poder medir la variable.

En esta investigación se presenta en la tabla 1.2., la operacionalización de las variables, donde aparece cada variable desglosada en indicadores y algunas otras hasta la categoría de sub indicadores, de modo de obtener una aproximación más precisa del tema objeto de estudio.

Tabla 1.2. Operacionalización de las Variables

Variable	Dimensión	Indicador	Subindicador
Características y tipos de presa de tierra.	Hidráulica	Características y tipos	Homogéneas y heterogéneas
Predimensionado de las presa de tierra.	Hidráulica.	Predimensionado	Homogéneas y heterogéneas
Métodos para el cálculo de estabilidad de las presa de tierra.	Hidráulica	Método de equilibrio límite. Método de cálculo de deformaciones.	Exactos: Rotura planar y rotura por cuña. No exactos se divide: Círculo de fricción (hoy en desuso) Método de dovelas. Se divide en: Aproximados: Janbu, Fellenius, Bishop simplificado. Precisos: Morgenstem-Price, Spencer, Bishop riguroso. Método numérico.
Ventajas y desventajas.	Hidráulica		
Estabilidad de las presas de tierra.	Hidráulica		

Fuente: Elaborado por las autoras (2009).

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Presas de tierras

Las primeras presas construidas en la historia fueron de tierra, debido principalmente a que en su construcción se utilizan materiales naturales con mínimos procesos. Además, los requisitos de cimentación para este tipo de presa son menos rigurosos que en otros casos, por lo tanto sigue predominando el empleo de presas de tierra de embalses en gran parte porque el número de emplazamientos adecuados para estructuras de hormigón va disminuyendo, debido al gran desarrollo que han tenido los aprovechamientos hidráulicos especialmente en la regiones áridas o semiáridas, en donde es fundamental el almacenamiento del agua para regadío.

Sin embargo, hoy en día los motivos principales para construir presas son concentrar el agua del río en un sitio determinado, lo que permite generar electricidad, regular el agua y dirigirla hacia canales y sistemas de abastecimiento, aumentar la profundidad de los ríos para hacerlos navegables, controlar el caudal del agua durante los períodos de inundaciones y sequía.

Una presa puede denominarse de tierra si los suelos compactados representan más del 50% del volumen colocado de tierra y se construye en suelos seleccionados cuidadosamente para la ingeniería, de compactación uniforme e intensiva en capas más o menos delgadas y con un contenido de humedad controlado.

Se utilizan dos tipos de materiales muy diferentes; por un lado, piedra o grava suelta, muy estable, pero también muy permeable; por otro, arcilla, impermeable pero muy inestable. Lo esencial en este tipo de represas es lograr una buena

impermeabilización, que se confía al macizo de represas en su totalidad o bien a un núcleo o espaldón de material impermeable; por lo que las presas de tierra que se han construido con éxito utilizan grava, arena, limo, polvo de roca y arcilla.

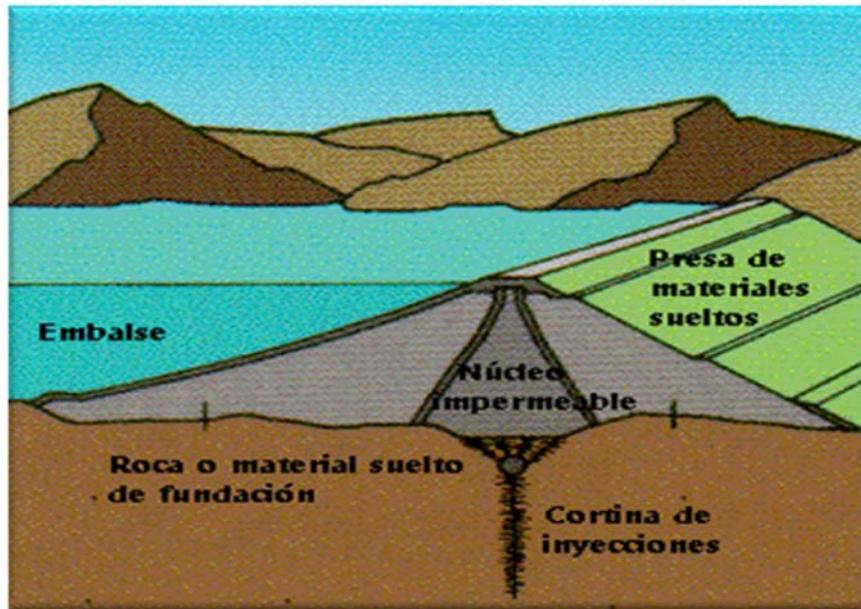


Figura 2.1. Presa de Tierra [1]

2.2. Características de las presas de tierras

La principal característica de las presas de tierras es que en su construcción se emplean los suelos naturales existentes en la zona, sin procesamiento o con un procesamiento mínimo, estas presas poseen flexibilidad necesaria como para poder ser fundadas sobre suelos comprensibles. Las cargas que transmiten a la fundación se reparten sobre un área mayor que en cualquier otro tipo de presa, por lo que se adaptan a fundaciones con baja capacidad portante donde ningún otro tipo de presa sería técnicamente factible.

Son las más utilizadas en los países subdesarrollados ya que son menos

costosas y podemos encontrarla en todo el planeta y que consisten en un relleno de tierras, que aportan la resistencia necesaria para contrarrestar el empuje de las aguas.

Estas represas pueden construirse casi con cualquier material con equipo de construcción rudimentario y han sido exitosas utilizando en su composición piedras, gravas, arenas, limos y arcillas, siendo denominadas así cuando son materiales de granulometrías más pequeñas.

Cuando todo el material que componen las presas de tierras tiene las mismas características, se denominan homogéneas, pudiendo tratarse de materiales más o menos impermeables. O bien pueden ser heterogéneas, que son las más comunes, cuando se colocan diferentes materiales zonificados, con núcleo impermeable y materiales más permeables a medida que nos alejamos del centro de la presa. La impermeabilidad puede lograrse también mediante pantallas o diafragmas.

Otra característica importante es que pueden ser sobre elevadas en el futuro y reparadas en caso de sufrir daños. Las pendientes de los taludes son diseñadas para garantizar la estabilidad bajo cualquier condición de servicio y soportar cualquier movimiento de tierra.

2.3 Tipos de presas de tierras

2.3.1. Presas homogéneas

Esta presa se compone únicamente de un solo material. El material que forma la presa debe ser suficientemente impermeable como para proporcionar una estanqueidad adecuada y los taludes, por exigencias de estabilidad, deben ser relativamente tendidos. En cualquier caso y para evitar desprendimiento deben ser suficientemente tendidos, tanto el parámetro de agua arriba, si se supone que puede

producirse un desembalse rápido, como el agua abajo, para resistir los desprendimientos cuando éste saturado hasta un nivel alto.

Es inevitable que emerja la filtración del talud de agua debajo de una sección completamente homogénea a pesar de su poca pendiente y de la impermeabilidad del suelo, si se mantiene alto nivel del embalse durante un período de tiempo suficientemente largo. El paramento de agua abajo se verá afectado eventualmente por la filtración hasta una altura de aproximadamente un tercio del embalse. Ver figura 2.2.

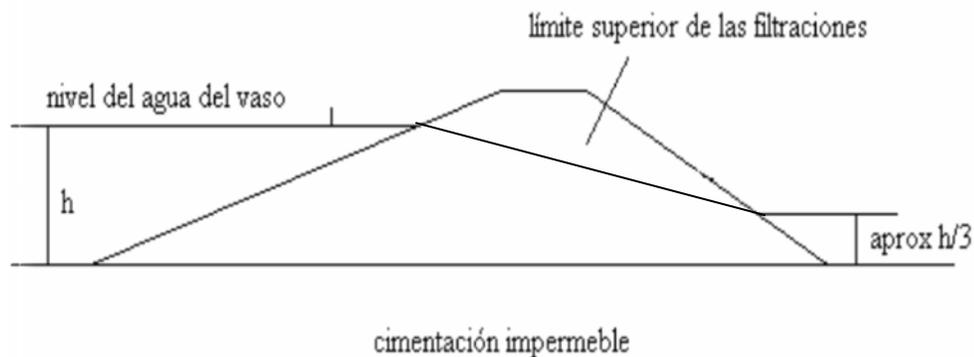


Figura 2.2. Presas Homogéneas [2]

En el proyecto de presas pequeñas, la sección puramente homogénea, ha sido sustituida por una sección modificada, la cual es el tipo más común consta de un núcleo central impermeable confinado por zonas de materiales considerablemente más permeables. Las zonas permeables confinan, soportan y protegen el núcleo impermeable; la zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad contra los rápidos desembalses, y la zona permeable aguas abajo actúa como dren para controlar el límite superior de filtración.

Para controlar con mayor eficacia las filtraciones transversales y las producidas por los desembalses, la sección debe tener, en lo posible, una permeabilidad creciente

del centro hacia los taludes para hacerlos más fuertes. La sección homogénea modificada con drenaje proporciona un proyecto más idóneo, no debe emplearse para presas de embalse la sección totalmente homogénea, y debe proyectarse un filtro cuando se suponga que el embalse va a permanecer lleno durante un período de tiempo apreciable.

El tipo de presa homogénea (o bien homogénea modificada), es aplicable en lugares donde los suelos disponibles presentan poca variación en la permeabilidad y los diferentes permeables, que se pueden emplear, se encuentran en poca cantidad o a un costo más elevado. Ver figura 2.3

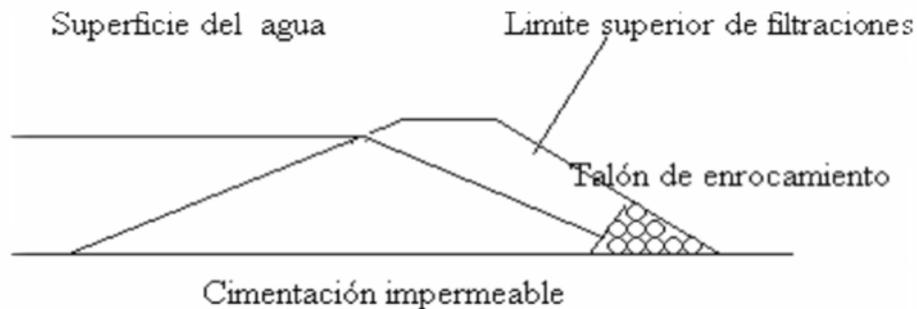


Figura 2.3. Presas Homogéneas Modificadas [2]

2.3.2. Presas heterogéneas

Son en las que el cuerpo se compone de dos o más clases de suelos, estas son las más comunes, cuando se colocan diferentes materiales zonificados, con núcleo impermeable y materiales más permeables a medida que nos alejamos del centro de la presa.

Las más utilizadas en los países subdesarrollados ya que son menos costosas y suponen el 77% de las que podemos encontrar en todo el planeta. Son aquellas que

consisten en un relleno de tierras, que aportan la resistencia necesaria para contrarrestar el empuje de las aguas. Los materiales más utilizados en su construcción son piedras, gravas, arenas, limos y arcillas aunque dentro de todos estos los que más destacan son las piedras y las gravas.

Este tipo de presas tienen componentes muy permeables, por lo que es necesario añadirles un elemento impermeabilizante. Además, estas estructuras resisten siempre por gravedad, pues la débil cohesión de sus materiales no les permite transmitir los empujes del agua al terreno. Este elemento puede ser arcilla (en cuyo caso siempre se ubica en el corazón del relleno) o bien una pantalla de hormigón, la cual se puede construir también en el centro del relleno o bien aguas arriba.

La presa heterogénea es considerada como un dique heterogéneo si la anchura horizontal de la zona impermeable, en cualquier punto, es igual o mayor que la altura de terraplén sobre ese punto de la presa, y no menor de 3 metros. La anchura máxima de la zona impermeable, vendrá condicionada por criterios de estabilidad y filtración, así como por las disponibilidades de material. Una presa con núcleo impermeable de anchura moderada compuesto de materiales resistentes y con grandes capas permeables, pueden tener unos taludes externos relativamente pendientes, limitados únicamente por la resistencia de los cimientos, la estabilidad del dique y por consideraciones relativas a su conservación. Las condiciones que tienden a aumentar la estabilidad pueden ser decisivas en la elección de una sección, incluso aun cuando sea necesario un transporte más largo para obtener los materiales requeridos.

Las presas de tierras no soportan ser sobrepasadas por una crecida. Por ello es necesario, basándose en el conocimiento del comportamiento histórico del río, efectuar una predicción de la forma en que se deberá operar el embalse formado, para evitar que en toda la vida de la obra sea sobrepasada por ninguna crecida.

Es importante destacar que los suelos gruesos (permeables) deben ser capaces de retener los suelos finos (impermeables, semipermeables) que están en contactos con ellos, para evitar que por efecto del flujo se produzcan el arrastre de las partículas de los segundos a través de los vacíos de los primero, dando origen a una erosión regresiva o tubificación que terminaría por destruir la presa.

Las presas heterogéneas a su vez se dividen según la colocación del elemento anti filtrante, de la siguiente manera:

2.3.2.1. Presas con núcleo ancho

La sección de una presa zonificada con núcleo ancho representa una notable evolución para el empleo de materiales diferenciados. En ambos parámetros se coloca una capa de materiales permeables (grava o roca) que aguas abajo protegen el núcleo como un filtro, bajando rápidamente la línea piezométrica de las filtraciones y aguas arriba forman un contrapeso y una zona de drenaje que reduce la presión intersticial en caso de Draw-Down o sea de un rápido descenso del nivel de agua en el reservorio.

La pendiente típica de los parámetros es de 3:1 o sea, que este tipo de presa requiere menor volumen de material y permite el empleo de una gama más grande de materiales locales. Otra ventaja es la gran superficie de contacto entre el núcleo y las hombreras y el núcleo y la cimentación.

En clima lluvioso o con temporada de lluvia muy extensa, la presa a núcleo ancho presenta la desventaja que la construcción del núcleo es aguantada o paralizada durante los períodos de lluvia mientras que las partes en enrocado pueden ser continuadas desfasando los programas constructivos. La presencia de zonas de trabajo diferenciadas es una desventaja para las pequeñas presas mientras que es ventajosa

para las obras de gran envergadura.

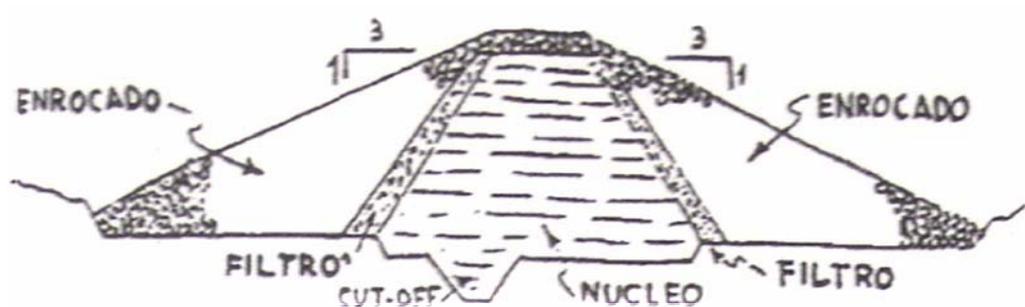


Figura 2.4. Presa heterogénea con núcleo ancho [3]

2.3.2.2. Presas con núcleo delgado

Desarrollando la técnica de la compactación de la arcilla y paralelamente las máquinas operadoras, se han obtenido mayores grados de impermeabilidad y se ha visto la posibilidad de reducir el espesor del núcleo. Este tipo de presa resulta más económico. La formación de capas de arcilla compactada es casi siempre más costosa que vaciar piedras.

Es la sección actualmente más utilizada por las grandes ventajas que presenta:

- ✓ Volumen de materiales reducido en aguas abajo.
- ✓ Fuerte resistencia mecánica que permita grandes alturas.
- ✓ Posibilidad de construcción casi independiente de las condiciones climáticas.
- ✓ Ausencia de problemas de presión intersticial y de Draw-Down.

La pequeña área de contacto entre núcleo y hombreras y entre núcleo y cimentación, bien como los fuertes gradientes de presión en el núcleo son las desventajas de este tipo de presa, que de todos modos pueden ser eliminadas con cuidadosos estudios y buena ejecución de los filtros.

Un punto de especial importancia es el espesor mínimo del núcleo que debe ser proporcionado a la altura. Generalmente se adopta el espesor de $0.3H$ a $0.5H$ y solamente en casos especiales de utilizar buenos materiales pueden ser reducidos a $0.2H$.

Otro aspecto delicado de este tipo de presa, especialmente en zonas sísmicas, son los asentamientos diferenciales entre núcleo y filtro, debido a la diferente deformabilidad de los materiales, con peligro de fisuraciones en el núcleo.

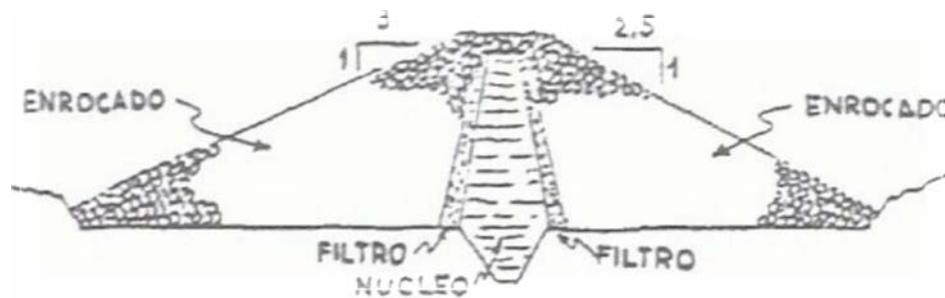


Figura 2.5. Presa heterogénea con núcleo delgado [3]

2.3.2.3. Presas con núcleo inclinado

Una modificación de las presas con núcleo central delgado, desarrollado recientemente especialmente en los Estados Unidos es la sección con núcleo inclinado que puede ser empleado donde se encuentran grandes cantidades de arcilla, pero se dispone de roca de buena calidad.

El núcleo impermeable inclinado descarga mejor el empuje hidrostático sobre la cimentación reduciendo la función de soporte del espolón de aguas abajo que puede tener un volumen mínimo. También aguas arriba del núcleo se coloca el mínimo volumen de enrocado, necesario para su protección. La pendiente de los parámetros

de aguas abajo y de aguas arriba son reducidas con respecto a los parámetros de otras secciones con la misma altura resultando también una reducción del volumen de material.

Las desventajas principales son la mayor longitud de la línea de contacto núcleo-cimentación y de la cortina de inyecciones que pueden ser determinante en la zona de rocas no buena. También la construcción del núcleo inclinado es más dificultosa. Por lo que se refiere al diseño y a la ejecución de los filtros deben ser cuidadosamente ejecutados, siendo la parte más delicada de la estructura.

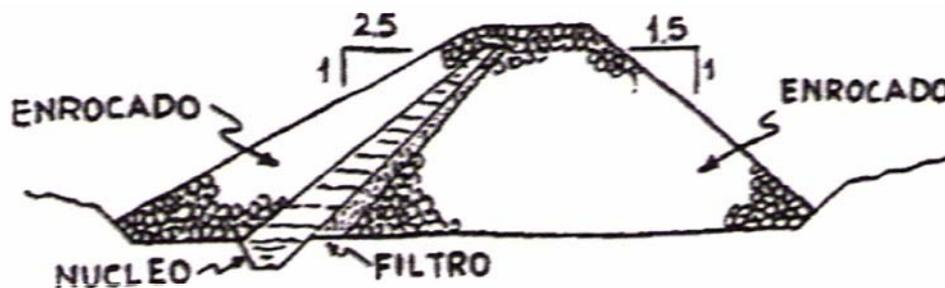


Figura 2.6. Presa heterogénea con núcleo inclinado [3]

2.3.2.4. Presas con manto impermeable

Examinando la evolución de las presas zonificadas se observa que la tendencia se debe reducir, en lo posible, a la cantidad de material impermeable, siempre difícil de encontrar y poner en obra. Con el manto impermeable se ha eliminado el núcleo de arcilla aprovechando al máximo las ventajas de la selección con núcleo impermeable inclinado. Los materiales empleados para obtener el manto apoyado al parámetro de aguas arriba son varios, tales como: hormigón armado, concreto asfáltico, planchas metálicas, láminas plásticas, madera, etc. La elección depende evidentemente del tamaño de la obra, de la disponibilidad del material, del costo y de la durabilidad, en función de las condiciones ambientales.

El empleo típico de estas soluciones es en la zona donde faltan materiales finos para realizar el núcleo impermeable, como por ejemplo: la presa de Aguada Blanca, en el sur del Perú en cuyos alrededores los únicos materiales finos son cenizas volcánicas y arena finísima de erosión eólica.

- ✓ Los mantos en hormigón armado tienen espesor de 20 a 40 cm con juntas generalmente cada 5 m.
- ✓ Los mantos en concreto asfáltico, con espesor de 15 a 20 cm son colocados en 3 o 4 capas sin juntas.
- ✓ Los mantos metálicos son realizados con planchas juntas cada 10 m y con espesor de 3 a 8 mm.
- ✓ Los mantos apoyan sobre una capa de material drenado para evitar la formación de bolsones de agua en presión que pueden reventar el manto hacia el exterior en caso de vaciamiento rápido del reservorio.

Las ventajas de estas presas es que son estructurales y económicas como las presas con núcleos inclinados; se llegan al mínimo volumen de enrocado y a la eliminación total de las presiones intersticiales en el cuerpo de la presa.

Además de las desventajas presentadas por las presas con núcleo inclinado se necesita realizar una estructura adecuada, generalmente en hormigón para anclar el manto a la cimentación y se necesita vaciar completamente el reservorio para inspeccionar y hacer manutención al manto.

Del comportamiento de presas de este tipo se ha visto que lo más aconsejable son los mantos más flexibles; o sea, en concreto asfáltico o metálico. La solución en hormigón es siempre demasiado rígida respecto al cuerpo en enrocado y las placas se deforman, se fisuran y se dislocan con mucha facilidad.

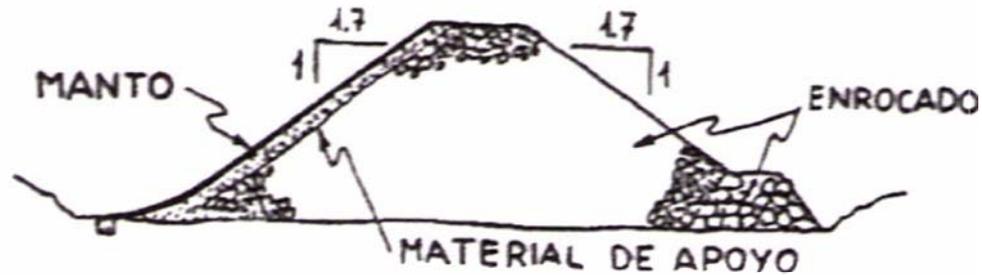


Figura 2.7. Presa heterogénea con manto impermeable [3]

2.4. Predimensionado en presas de tierra

Para las presas de tierra, generalmente se recomienda un diseño óptimo, económico, que proporcione un terraplén de volumen mínimo; es decir, que comience con un filtro de drenaje en el talón de aguas abajo del terraplén y se extienda aguas arriba hasta una distancia igual a la altura de la cortina, más 1,5 m de la línea central de la presa; con esto se tendrá un dren de extensión suficiente y al mismo tiempo no reduzca la longitud de recorrido de las filtraciones mas allá de los límites convenientes.

Las excavaciones para las fundaciones de la presa y para estructuras auxiliares tales como los aliviaderos o los túneles de derivación, proporcionan materiales que pueden ser empleados en la construcción de la presa. Estos materiales suelen ser menos convenientes que los suelos provenientes de los bancos de préstamo, pero su utilización reduce considerablemente los costos, por lo que deben utilizarse al máximo posible.

Por lo tanto, el proyectista se enfrenta con el problema de elegir entre que se retrase la excavación del aliviadero hasta que se haya espacio disponible para los

materiales extraídos, que se formen grandes acopios o permitir que se pierdan grandes cantidades de material. La cantidad de volumen de dique que puede construirse durante los primeros períodos de la construcción, depende de las condiciones de derivación de cada lugar y del plan de desviación que el constructor haya elegido.

Es por eso que el procedimiento usual es realizar un primer diseño en base a las normas o recomendaciones generales y a la experiencia con presas similares y luego modificarlo según lo exijan los análisis teóricos de estabilidad.

En general los taludes del terraplén dependen de las características de los materiales de construcción, de las condiciones de la fundación, de la altura de la presa y, ocasionalmente, de la altura del valle y del ritmo de construcción.

Para el dimensionamiento de estas presas es necesario determinar la altura, ancho de la cresta y los taludes aguas arriba y aguas abajo, para luego calcular su estabilidad.

2.4.1. Altura de la presa

La altura de una presa se define como la cantidad de agua que se desea almacenar, sin embargo, existen otras alturas que dependen de otros factores tales como: sedimentos, crecientes, etc.

Se define por:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + BL + S$$

Ec. 2.1

Donde:

h_1 = altura de aguas muertas (m)

h_2 = altura de aguas normales (m)

h_3 = altura de aguas máximas (m)

BL = borde libre (m)

S = sobre elevación (m)

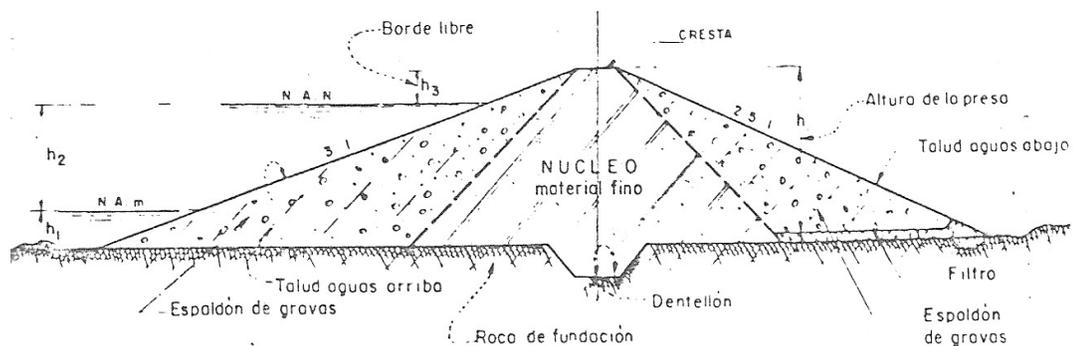


Figura 2.8. Dimensiones de una presa de tierra [4]

2.4.1.1. Altura de aguas muertas

Es definida como la cantidad de sedimentos que aporta el río, como sabemos son productos de la erosión de la cuenca y son transportados en suspensión o por arrastre hacia las inmediaciones de la presa.

En casi ningún embalse es posible eliminar la acumulación de sedimentos por lo cual se deben considerar en el diseño de la presa, al originar un empuje en la misma y disminuir la capacidad del embalse. La cota mínima de las obras de toma debe estar por encima de la máxima cota por sedimento para evitar obstrucciones futuras.

2.4.1.2. Altura de aguas normales

Es la que permanece en el embalse antes de ocurrir las crecientes máximas de diseño. La define el movimiento de embalse.

2.4.1.3. Altura de aguas máximas

Una vez establecido el nivel de aguas normales, se supone que penetra en el embalse una creciente máxima correspondiente a un periodo de retorno. Entonces el embalse retiene una cantidad de agua llegada a él y el aliviadero descarga otra cantidad. Así sucesivamente hasta un momento cuando el nivel alcanza su máxima altura para la descarga máxima del aliviadero.

2.4.1.4. Borde libre

Es la altura entre el nivel de aguas máximas y el nivel de la cresta de la presa, por lo tanto contiene la altura de la ola; tiene por objeto absorber la carrera de la ola cuando rompe de la presa. Su dimensión depende del tipo de protección que se le haya dado al talud.

Tabla 2.1. Tipos de protección para el borde libre

Tipo de protección	Borde libre
Taludes enrocado volcado	1,5 x altura de la ola
Taludes enrocado colocados en presas de superficie lisa	2,25 x altura de la ola

Fuente: [4]

Durante el estudio de un vaso de almacenamiento es indispensable estimar la formación de oleaje en él y su incidencia en el talud de la presa como consecuencia

de la acción del viento. Se supone entonces que el momento cuando se alcanza la altura máxima del agua en el embalse (N.A.M), esta soplando un viento de determinada magnitud que origina una ola de altura determinada.

La altura de la ola está en función del “fetch”, velocidad del viento, profundidad del agua en el embalse y el ancho del embalse.

El fetch es la distancia recorrida por el viento sobre una masa de agua, medida en línea recta desde el punto más alejado en la cola del embalse hasta la presa.

La altura de la ola está definida según Hawkaley y Henry por:

$$h = (0,005V - 0,068)\sqrt{F}$$

Ec. 2.2

Donde:

h = altura de la ola (m)

V = velocidad del viento (Km/h)

F = Fetch (km)

2.4.1.5. Sobre elevación

Las presas de tierras como todos los rellenos sufre asentamientos, provocados por la consolidación de material de relleno y la fundaciones, asentamientos que con el tiempo se traducen en una disminución del borde libre.

El asentamiento correcto se obtiene de un estudio de consolidación de los diferentes materiales de fundación y de los que consta la presa. En general es recomendable una sobre elevación del 1% de la altura de la presa para aquellas

fundaciones sobre materiales prácticamente incomprensibles. Debe aumentarse si se espera que la fundación presente fuerte consolidación debido a la presencia de ciertos materiales débiles. La superficie de la cresta, viéndola desde un perfil longitudinal de la presa debe describir una parábola, ya que los asentamientos deben ser mayores en el centro, es decir, a medida que nos acercamos al cauce del río.

2.4.2. Ancho de la cresta

El ancho de la cresta de una presa debe ser tal que mantenga la línea superior de filtraciones de la presa cuando el vaso este lleno, el ancho mínimo puede depender de: posibilidad de paso de vehículos o ferrocarriles, factibilidad de construcción, tipo de material y altura de la presa; basado en este último factor se tiene:

$$B = \frac{H}{5} + 3$$

Ec. 2.3

Donde:

B = ancho de la cresta (m)

H= altura de la presa (m)

En general se recomienda que el ancho mínimo de la cresta sea de 3 m. y en caso de que sea usada como paso de vía de comunicación el ancho será igual al de la sección vial adoptada. En zonas altamente sísmicas se recomienda ampliar el ancho 2,5 a 3 veces el ancho normal exigido, para garantizar su estabilidad al sacudimiento. El equipo de construcción puede exigir un ancho mínimo de colocación.

El material impermeable que forma el cuerpo de la presa, se cubre con una

carpeta de grava o de piedra picada de unos 30 cm. o más de espesor, que le protege del tránsito, durante la etapa de mantenimiento y de los efectos de la lluvia o del viento. Si el material es muy fino, vale la pena aumentar el espesor a 10 cm. para evitar agrietamientos por secamiento. Se le da pendiente $\pm 1\%$ hacia aguas arriba para el drenaje; muchas veces se le puede colocar un parapeto o muro de concreto aguas arriba.

2.4.3. Taludes

Los taludes de un proyecto de una presa pueden variar dependiendo de los materiales disponibles, tipo de fundación y altura de la presa. En este caso veremos los taludes necesarios para una fundación estable, si la fundación no es estable necesitaría rellenos estabilizantes y tratamientos especiales a la fundación.

Un cimiento permeable puede necesitar la adición de rastrillos aguas arriba, para disminuir la filtración o de capas horizontales de drenaje aguas abajo, para proporcionar estabilidad contra las presiones, debido a la filtración.

El talud de aguas arriba puede ser más suave que el de aguas abajo para que la presa no sufra desembalse rápido; estos taludes varían 2:1 hasta 4:1. Los taludes normales de aguas abajo para pequeñas presas de tierra son de 2:1 cuando el terraplén se proyecte en una zona permeable aguas abajo y de 2 ½: 1 cuando la presa es impermeable.

Tabla 2.2. Taludes recomendados para los rellenos estabilizadores de las presas en cimienta de arcilla y limo

Consistencia	Promedio de golpes por pie (1) (30,48 cm.) dentro de una profundidad de cimienta igual a la altura de la presa	Grupo de suelo (2)	Taludes para diversas alturas de presa				
			15 m.	12 m.	9 m.	6 m.	3 m.
Blanda...	Menor de 4 ...		Se requieren muestreos y ensayos especiales				
Media ...	De 4 a 10 ...	SM	4½:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		SC	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		ML	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CL	6½:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		MH	7:1	5½:1	4½:1	3½:1	3:1
		CH	13:1	10:1	7:1	4:1	3:1
Fuerte...	De 11 a 20 ...	SM	4:1	3½:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5½:1	4½:1	3½:1	3:1	3:1
		ML	5½:1	4½:1	3½:1	3:1	3:1
		CL	6:1	4½:1	3½:1	3:1	3:1
		MH	6½:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CH	11:1	9:1	6:1	3:1	3:1
Dura ...	Más de 20 ...	SM	3½:1	3:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		ML	5:1	4:1	3½:1	3:1	3:1
		CL	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		MH	5½:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		CH	10:1	8:1	5½:1	3:1	3:1

Fuente: [5]

2.4.3.1. Taludes en presas homogéneas

En las presas de tipo homogénea se recomiendan únicamente donde la escasez de materiales granulares hace anti económica la construcción de un dique del tipo heterogénea y además con la restricción de que en las presas de embalse debe de modificarse el tipo homogéneo para incluir dispositivos de drenaje interno.

Para cumplir su función de bajar la línea freática y estabilizar la parte de agua debajo de la presa, el filtro de drenaje debe extenderse desde el parámetro de agua debajo de la presa hasta bastante dentro del cuerpo del dique. Sin embargo, no debe extenderse hacia agua arriba tanto que disminuya el camino de filtración a través del

dique o del cimiento hasta una cantidad peligrosa.

En la tabla 2.3. se puede observarse que las gravas bien gradadas, GW, y probablemente gradadas, GP, las arenas bien gradadas, SW, y pobremente gradadas, SP, las arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, OH, los limos orgánicos y arcillas limosas de baja plasticidad, OL y los suelos orgánicos, Pt, no se incluyen como posibles materiales de construcción.

Tabla 2.3. Taludes recomendados para pequeñas presas de tierras homogéneas en cimientos estables

Caso	Tipo	Objeto	Sujeto a desembalse rápido (1)	Clasificación de suelos (2)	Talud de agua arriba	Talud de agua abajo
A	Homogéneo u homogéneo modificado	Retención o almacenamiento	No	GW, GP, SW, SP GC, GM, SC, SM CL, ML CH, MH	Permeable no conveniente 2 1/2:1 3:1 3 1/2:1	2:1 2 1/2:1 2 1/2:1
B	Homogéneo modificado	Almacenamiento	Sí	GW, GP, SW, SP GC, GM, SC, SM CL, ML CH, MH	Permeable no conveniente 3:1 3 1/2:1 4:1	2:1 2 1/2:1 2 1/2:1

Fuente: [5]

Las gravas y las arenas (GW, GP, SW y SP) son materiales permeables, inadecuados para el terraplén de una presa homogénea que, por definición, debe ser impermeable, no se recomienda el uso de grandes volúmenes de suelo OL y los suelos orgánicos, Pt, son totalmente inadecuados como materiales de construcción.

2.4.3.2. Taludes en presas heterogéneas

En las presas de tipo heterogéneas se establece que estas deberían construirse siempre que haya una variedad de suelos adecuados, debido a que sus grandes ventajas producen una disminución en los costos de construcción. Esto es debido a que permite el empleo de taludes más pendientes con la disminución consiguiente del

volumen total del terraplén porque se pueden emplear gran variedad de materiales. Asimismo permite la máxima utilización de los materiales excavados de los cimientos de la presa y desagües.

La sección puede dividirse en tres o más zonas según sea la variación y granulometría de los materiales disponibles:

- ✓ Núcleo mínimo sobre fundación impermeable.
- ✓ Núcleo mínimo sobre fundación permeable.
- ✓ Núcleo máximo.

Se considera que si un núcleo es menor que el definido como mínimo la presa es de diafragma y si es mayor que el máximo, los espaldones no contribuyen prácticamente a la estabilidad de la presa y, desde este punto de vista, se la considera homogénea.

El núcleo mínimo sobre fundación impermeable corresponde a una presa construida sobre una fundación material impermeable o sobre una fundación permeable atravesada completamente por un dentellón.

En este caso, el núcleo corresponde a las dimensiones mínimas aceptables en una presa zonificada propiamente dicha (espesor mayor que la altura del terraplén a cualquier elevación), evitando de ésta forma la necesidad de zonas de filtro de alta calidad que, en el caso de presas pequeñas, resultan costosas y difíciles de ejecutar.

El núcleo mínimo sobre fundación permeable es el mínimo admisible cuando la fundación de material permeable no está sellada mediante un dentellón total. En estas circunstancias la pérdida de carga a través de la fundación será relativamente gradual proporcional a la longitud de filtración y por lo tanto, el espesor del núcleo

en la base de la presa debe ser por lo menos igual a $2 \frac{1}{2}$ veces de altura de la presa.

Esta longitud ha demostrado, en la práctica, ser suficiente para en combinación con los sistemas de drenaje adecuados, garantiza la efectividad y estabilidad de la estructura.

También se muestra los taludes recomendados por la oficina estadounidense para los espaldones en presas zonificadas con núcleos mínimos y máximos.

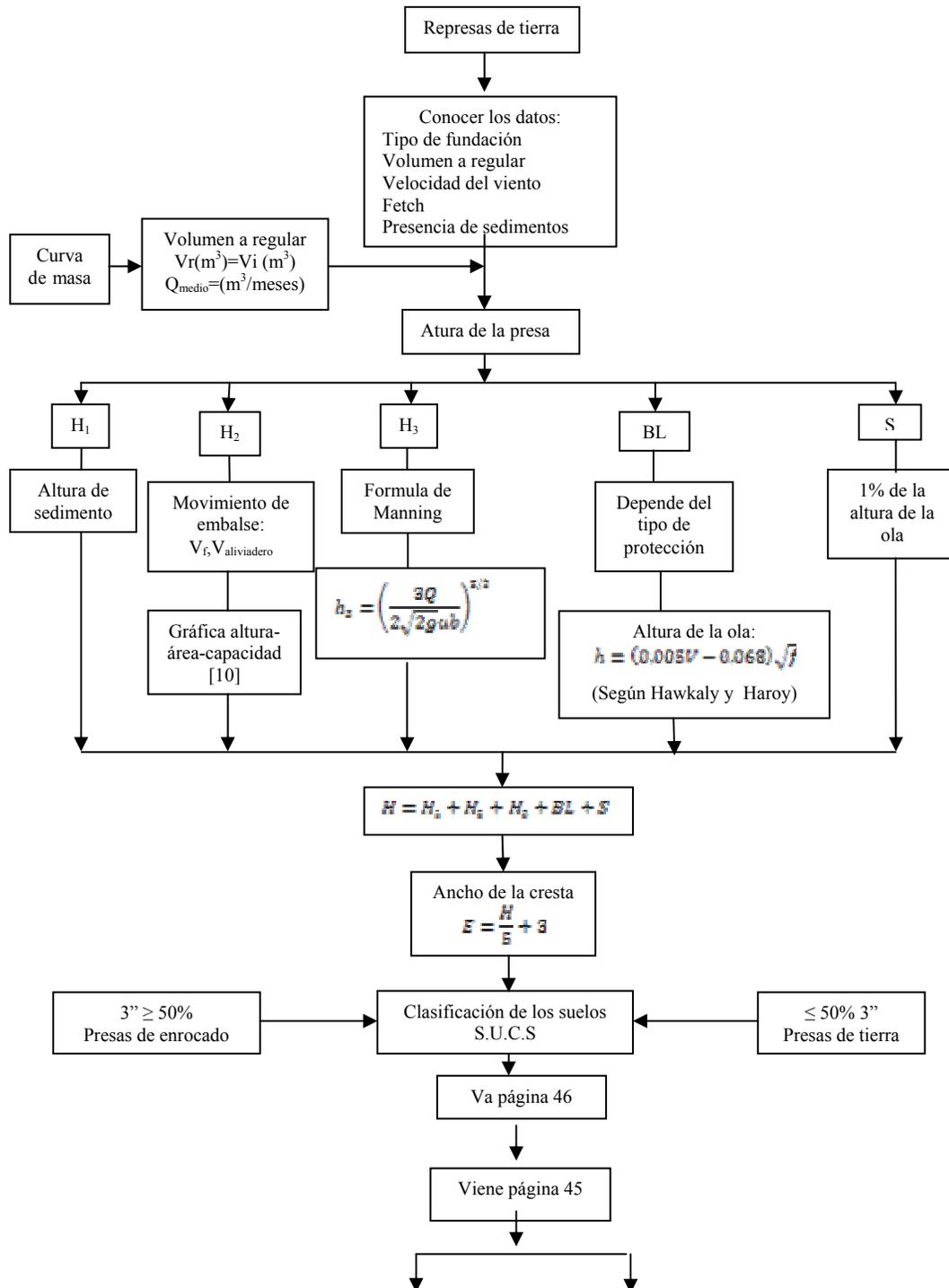
Estos taludes corresponden a los valores extremos, y es el análisis económico y de estabilidad el que establecerá en definitiva las dimensiones del terraplén.

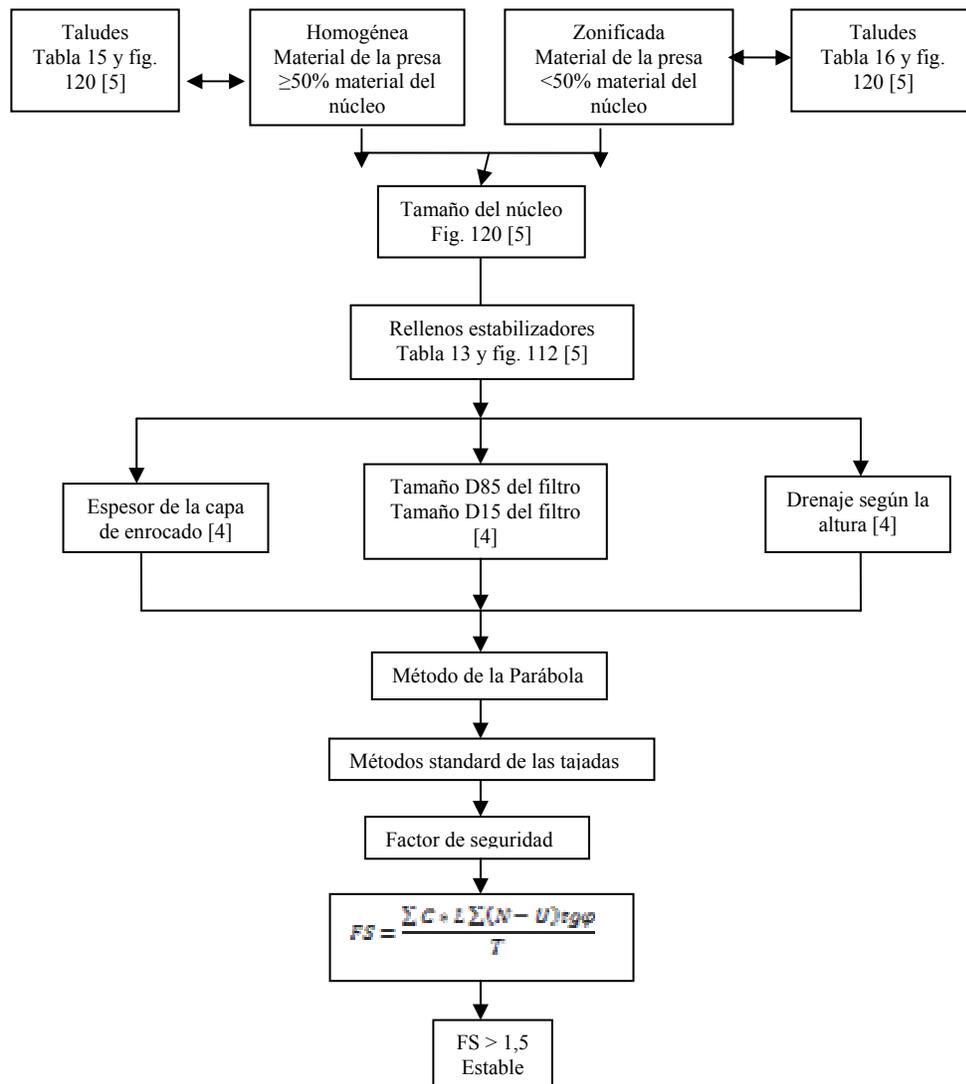
Tal como puede observarse, cuando una presa está compuesta con el núcleo máximo la posibilidad de un desembalse rápido obliga a fijar taludes más suaves del lado de aguas arriba a causa de las elevadas presiones de poro que puedan originarse bajo esta condición de servicio. En el caso de núcleo mínimo, el desembalse rápido no es una condición crítica ya que el volumen de material impermeable es relativamente pequeño.

Tabla 2.4. Taludes recomendados para pequeñas presas de tierras del tipo heterogéneo sobre cimientos estables

Caso	Tipo	Objeto	Sujeto a desembalse rápido (2)	Clasificación del material de revestimiento	Clasificación del material del núcleo (3)	Talud de agua arriba	Talud de agua abajo
A	Núcleo mínimo (1)	Cualquiera	No crítico (4)	No crítico; escollera, GW, GP, SW (con gravas) o SP (con gravas).	No crítico: GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, o MH.	2:1	2:1
B	Núcleo máximo (1)	Retención o embalse	No	No crítico; escollera, GW, GP, SW (con gravas) o SP (con gravas).	GC, GM SC, SM CL, ML CH, MH	2:1 2 1/4:1 2 1/2:1 3:1	2:1 2 1/4:1 2 1/2:1 3:1
C	Núcleo máximo (1)	Embalse	Sí	No crítico; escollera, GW, GP, SW (con gravas) o SP (con gravas).	GC, GM SC, SM CL, ML CH, MH	2 1/2:1 2 1/2:1 3:1 3 1/2:1	2:1 2 1/4:1 2 1/2:1 3:1

Tabla 2.5. Esquema para realizar el predimensionado de las presas de tierra.





Fuente: Elaborado por las autoras (2009)

2.5. Estabilidad en taludes

La estabilidad de los taludes de una presa se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes ya que la falla se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie de corte.

El análisis de estabilidad de la presa consiste en determinar la estabilidad de sus

taludes aguas arriba y aguas abajo. Se hace por unidad de longitud de talud. Este es un proceso de tanteos en que se suponen diferentes condiciones de carga a que puede estar sometida la presa.

Las fuerzas que producen el movimiento de la masa que constituye el talud son: Fuerzas de gravedad, fuerzas sísmicas, acción del oleaje, del hielo y sobrecargas.

Las fuerzas que se oponen al movimiento son las debidas a los parámetros de resistencia del suelo que constituye el terraplén: cohesión y fricción interna del material.

La situación más crítica para el talud aguas arriba es el rápido desembalse que sigue a un largo periodo de niveles altos en el embalse, y para el talud aguas abajo es la máxima saturación del terraplén cuando el embalse está lleno.

La resistencia al esfuerzo cortante se obtiene por la ecuación de Coulomb:

En presiones efectivas:

$$\tau = C' + \bar{\sigma} \tan \phi'$$

Ec. 2.4

Donde:

τ = esfuerzo cortante.

C = cohesión.

σ = esfuerzo efectivo total normal a la superficie potencial de deslizamiento.

ϕ = ángulo de fricción interna.

$$\bar{\sigma} = \sigma + \mu$$

Ec. 2.5

Donde:

σ = esfuerzo total normal a la superficie potencial de deslizamiento.

μ = presión del agua en los poros, determinada por medio de piezómetros, red de lujo, teorías de consolidación.

Las anteriores ecuaciones indican que la resistencia al esfuerzo cortante se reduce por la presencia del agua. En un principio las cargas son absorbidas por el agua pero si se da tiempo a que el material consolide, la presión de poro se disipa y empieza a actuar el suelo.

El análisis de estabilidad se puede hacer considerando esfuerzos efectivos o totales.

El análisis de las presiones efectivas se usa para chequear el comportamiento a largo plazo de la presa dando lugar a que el exceso de presión de poros se disipe. Se tienen en cuenta ϕ y C' .

El análisis de presiones totales se usa para cargas aplicadas súbitamente siempre y cuando:

- ✓ El llenado del terraplén se hace sobre suelo impermeable saturado.
- ✓ Después de un desembalse rápido en suelos impermeables saturados.
- ✓ Después de una excavación en suelos impermeables saturados.

Si el suelo es permeable, el agua sale y la presión de poros se disipa rápidamente. El análisis por presiones totales se aplica mas a suelos impermeables por lo que se puede asumir $\phi = 0$ y $\tau = C$.

En el análisis de la estabilidad de los taludes se debe utilizar adecuados factores de seguridad que permitan obtener un diseño correcto en cada caso.

Tabla 2.6. Factores de seguridad

Factor de Seguridad	Características
≤ 1	-----
1,2	Dudoso
1,3 a 1,4	Se deben tomar precauciones.
1,5	Acceptable en taludes
1,5 a 2	Adecuado en presas y taludes

Fuente: [6]

Entre las causas de inestabilidad de las masas de suelos se pueden mencionar:

- ✓ Cargas de gran magnitud aplicadas en las proximidades del borde del talud.
- ✓ Filtraciones u oscilaciones del agua subterránea.
- ✓ Socavación debida a perforación de túneles en las cercanías.
- ✓ Erosión de los estratos profundos del subsuelo.
- ✓ Excavaciones o remociones de una parte de la masa de suelos.
- ✓ Impactos debidos a sismos o explosiones.
- ✓ La acción progresiva de heladas y deshielos.

Generalmente la masa de suelo permanece estable durante un tiempo, pero bajo el efecto de una o varias de las causas mencionadas, actuando en conjunto, comienza a deslizar lentamente. Si el movimiento progresa, el suelo se agrieta y rompe en pedazos. Otras veces la falla es brusca, sin aviso previo.

Pueden presentarse tres tipos de superficie de falla:

- ✓ Falla profunda.
- ✓ Falla pie del talud.
- ✓ Falla de frente.

En todos los casos la superficie de fallas adopta la forma de una cucharilla de café, con su extremo más ancho en el pie del talud. nH es la altura en que se encuentra el suelo firme o roca.

La falla profunda ocurre en arcillas blandas. La parte superior del suelo desliza y cae, y la superficie cercana al pie se levanta.

La falla del pie del talud se produce cuando la pendiente es muy pronunciada y para suelos con un ángulo de fricción considerable. El suelo de la parte superior cae en grandes terrones, formando un perfil escalonado, y cubriendo el pie del talud.

En la falla de frente el plano crítico de deslizamiento intercepta la superficie del talud por encima del pie. Esto se produce generalmente por la presencia de algún estrato firme impermeable intermedio, sobre el cual desliza solo una parte de la masa del talud.

Pueden existir además otras formas de superficie de falla como por ejemplo las debidas a fuerzas exteriores de considerable magnitud, o algunas vetas débiles en el

suelo.

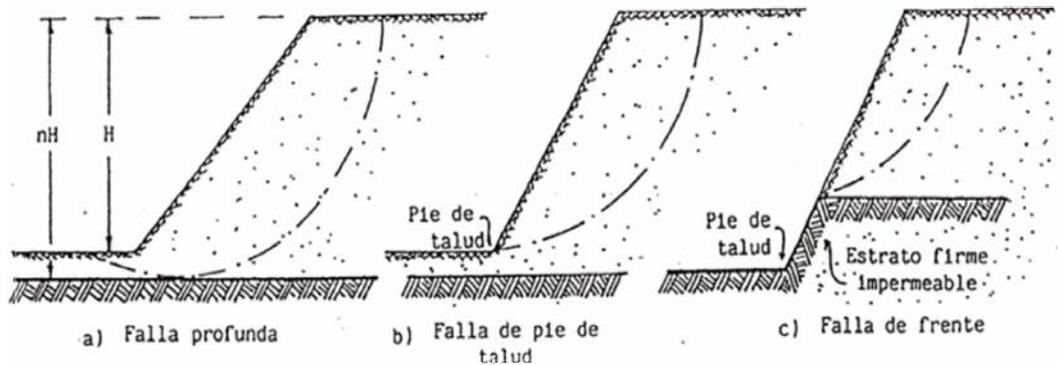


Figura 2.9. Tipos de fallas en taludes [6]

2.6. Métodos para el cálculo de estabilidad en presas de tierras

Los métodos de cálculo para el análisis de estabilidad de taludes pueden clasificarse en dos grupos: métodos de análisis límite y métodos de equilibrio límite.

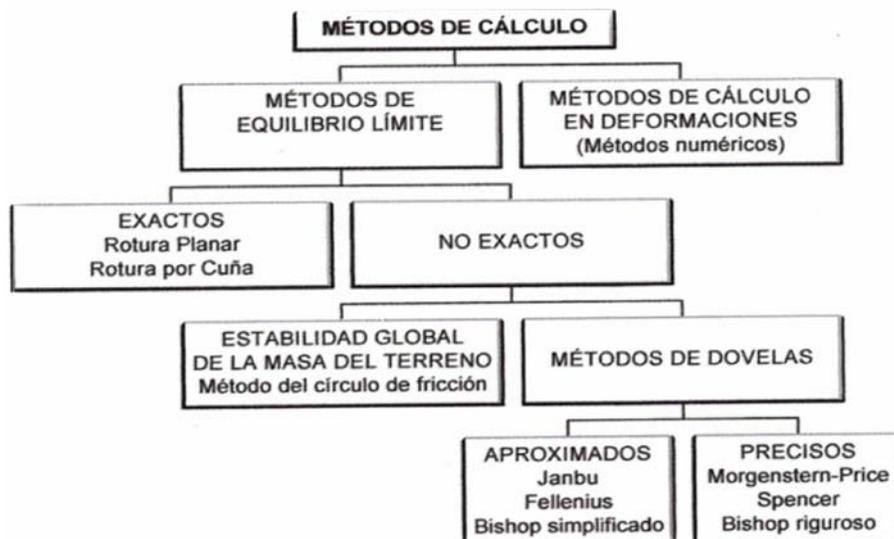


Figura 2.10. Métodos de cálculo para estabilidad de taludes [7]

2.6.1. Métodos de análisis límite (método de cálculo en deformaciones)

Presentan cierto grado de complejidad ya que necesitan de la aplicación de

métodos de elementos finitos u otros métodos numéricos, pero permiten el cálculo de deformaciones así como el de esfuerzos, tomando en cuenta la ley de comportamiento del material.

Para el método numérico, el parámetro N_s se designa como número de estabilidad y se obtiene de la relación:

$$N_s = \frac{\gamma H}{C}$$

Ec. 2.6

Las figuras representativas del valor N_s en cada caso, se indican a continuación en las figuras 2.11 y 2.12.

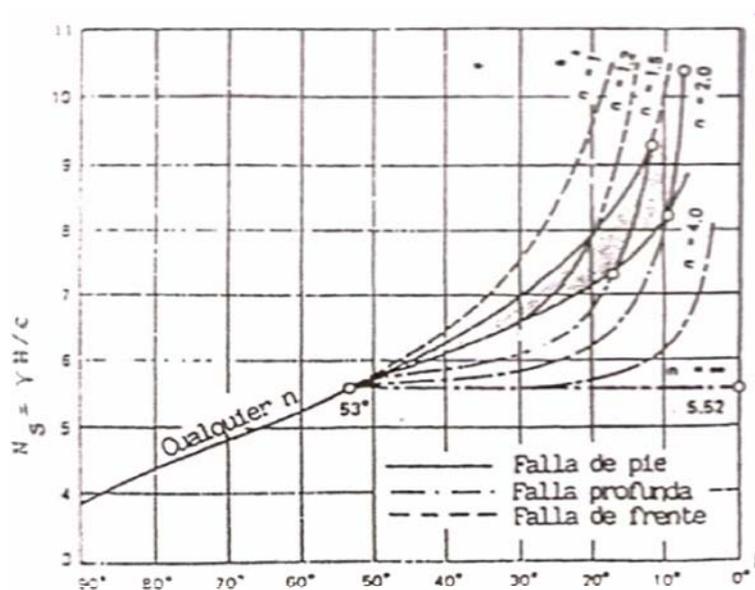


Figura 2.11. Valor de N_s para suelo sin fricción [6]

La figura 2.11 corresponde al valor de N_s para un $\phi \cong 0$

Para hallar el valor de N_s se entra en la figura 2.11 con el valor de β hasta cortar

la curva correspondiente de n , que da horizontalmente la relación N_s en donde n es el factor que multiplicado por H da la altura del suelo firme o roca.

La figura 2.11 corresponde a suelos sin fricción ($\phi = 0$) y el diferente trazo en las curvas de n indica el tipo de falla del talud. Si $\beta \geq 53^\circ$, la superficie crítica de deslizamiento es siempre el caso de falla de pie de talud. Para $\beta < 53^\circ$, cuando $n > 4$, siempre ocurrirá la falla profunda, y si $n = 1$, el caso de falla es la de frente.

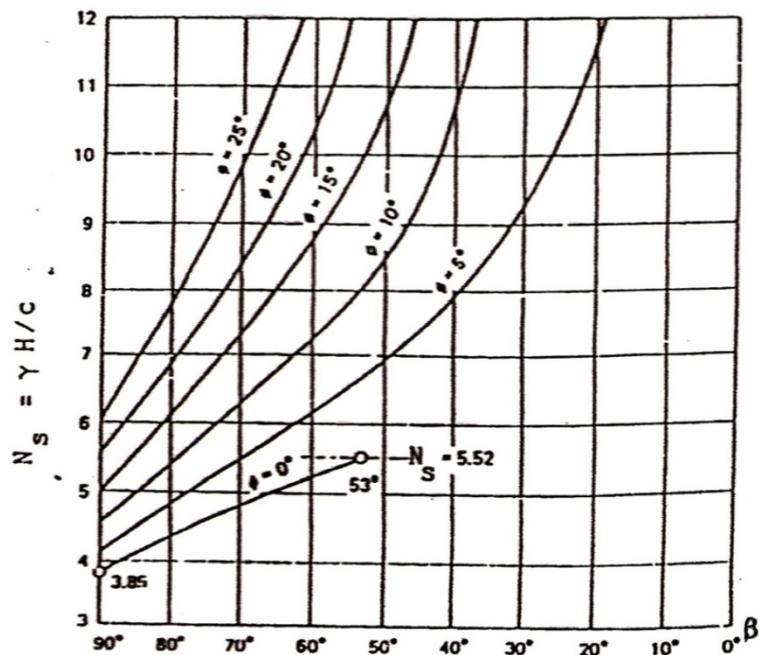


Figura 2.12. Valor de N_s para falla al pie del talud [6]

En la figura 2.12, los valores de N_s corresponden al ángulo ϕ del suelo y para cualquier valor de β , el tipo de falla es la de pie de talud.

2.6.2. Métodos de equilibrio límite

Se evalúa el talud en su estado de falla, basándose en las consideraciones de

equilibrio límite. El talud se desliza a lo largo de una superficie de falla, en donde se moviliza toda la resistencia al corte del material.

Se pueden clasificar a su vez en dos grupos:

- Métodos exactos.
- Métodos no exactos.

2.6.2.1. Métodos exactos

La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas.

➤ Rotura planar

Se llama rotura planar o plana a aquella en la que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana. Es la más sencilla de las formas de rotura posibles y se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud.

Frecuentemente se trata de fallas que interceptan al talud. También puede producirse en terrenos granulares en los que, entre dos terrenos de buenas características resistentes, se intercala un estrato de poco espesor de material con menos resistencia.

Este tipo de rotura no es muy frecuente, ya que deben darse las dos condiciones siguientes:

- ✓ Los rumbos o trazas horizontales del plano del talud y del plano de deslizamiento deben ser paralelos o casi paralelos, formando entre sí un ángulo máximo de 20° .
- ✓ Los límites laterales de la masa deslizante han de producir una resistencia al deslizamiento despreciable.
- ✓ $\Psi_f > \Psi_p > \phi$

Donde:

Ψ_t = ángulo de buzamiento del talud.

Ψ_p = ángulo de buzamiento del plano de rotura.

Estas condiciones permiten estudiar la estabilidad del talud como un problema bidimensional que se analiza considerando una rebanada de ancho unidad, limitada por dos planos verticales, perpendiculares al plano del talud.

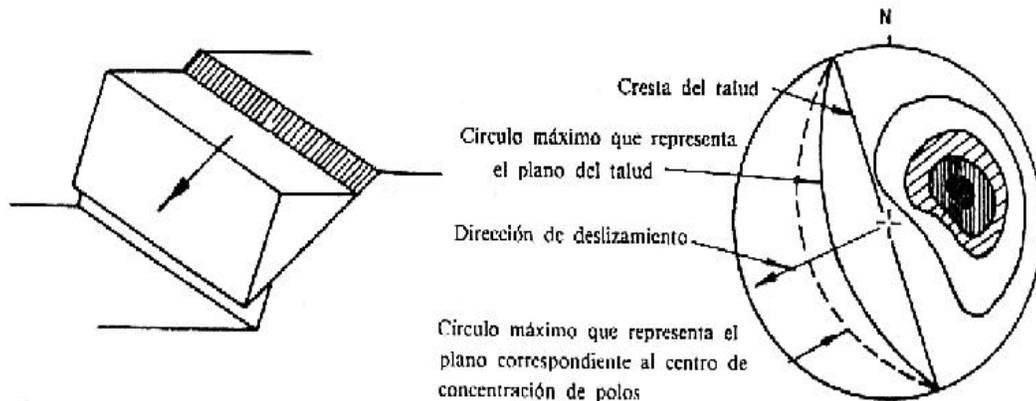


Figura 2.13. Rotura planar [7]

En el caso de rotura planar el factor de seguridad FS se obtiene de forma directa como cociente entre las fuerzas que tienden a producir el movimiento y las fuerzas resistentes del terreno que se oponen al mismo, proyectadas todas según la dirección del plano de rotura. Al calcular FS de esta manera, se supone implícitamente constante a lo largo de toda la superficie de rotura, lo cual se acepta a pesar de no ser estrictamente cierto.

En el caso más general (ver figura), se considera que el plano de deslizamiento se encuentra limitado en su parte superior por una grieta de tracción, que se puede suponer plana, total o parcialmente llena de agua.

En el plano de rotura aparecen unas presiones intersticiales que dependen de la situación de la línea de saturación y de las características del terreno. Sobre la masa deslizante puede considerarse la actuación de un terremoto cuyo efecto se asimila a una aceleración vertical a_v y una aceleración horizontal a_H .

En este caso el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{c' A + \left\{ W \left[\left(1 + \frac{a_v}{g} \right) \cos \Psi_p - \frac{a_H}{g} \sin \Psi_p \right] - U - V \sin(\Psi_p + \delta) \right\} \tan \phi}{W \left[\left(1 + \frac{a_v}{g} \right) \sin \Psi_p + \frac{a_H}{g} \cos \Psi_p \right] + V \cos(\Psi_p + \delta)}$$

Ec. 2.7

Donde:

c' = cohesión efectiva en la superficie de deslizamiento.

ϕ = ángulo de rozamiento interno efectivo en la superficie de deslizamiento.

A = área de la superficie de deslizamiento, supuesta de ancho unidad.

W = peso de la masa deslizante, supuesta de ancho unidad.

Ψ_p = ángulo que forma el plano de deslizamiento con la horizontal.

U = resultante de las presiones intersticiales que actúan sobre el plano de deslizamiento.

δ = ángulo que forma la grieta de tracción con la vertical.

V = resultante de las presiones intersticiales que actúan sobre la grieta de tracción.

g = aceleración de la gravedad.

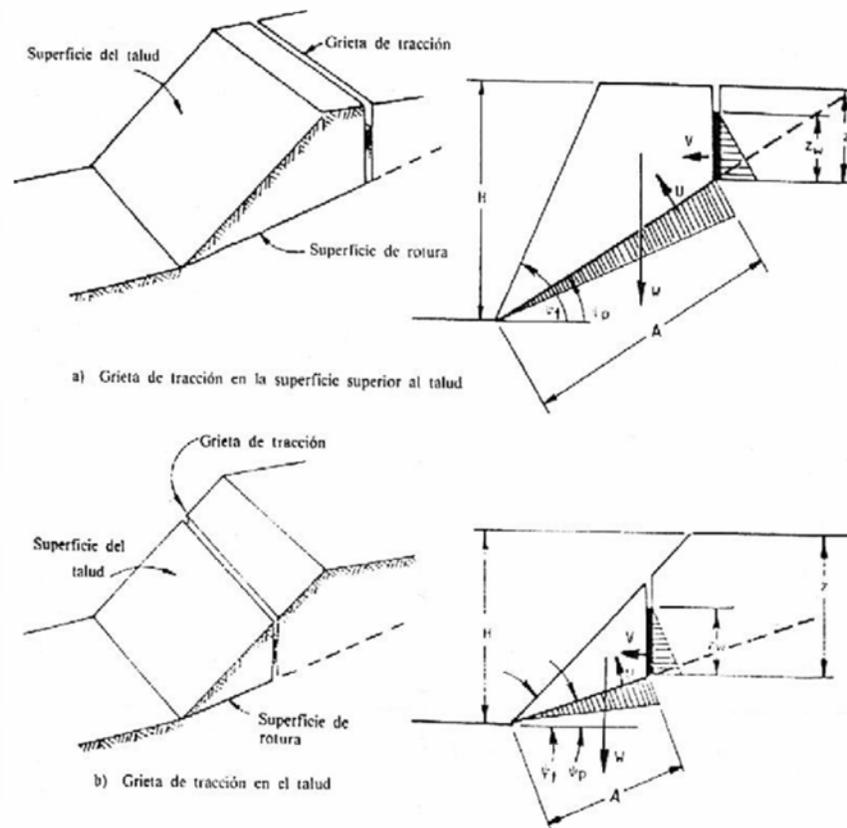


Figura 2.14. Plano inclinado de rotura planar [7]

Asumiendo estas simplificaciones se obtiene para la ecuación del FS anterior:

$$A = \frac{H - z}{\sin \Psi_p}$$

Ec. 2.8

$$U = \frac{1}{2} \gamma w Z w \frac{(H - z)}{\sin \Psi_p}$$

Ec. 2.9

$$V = \frac{1}{2} \gamma w Z^2 w$$

Ec. 2.10

Caso a:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2}{\operatorname{tg} \Psi_p} - \frac{1}{\operatorname{tg} \Psi_z} \right]$$

Ec. 2.11

Caso b:

$$W = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2 \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 \left(\frac{\operatorname{tg} \Psi_z}{\operatorname{tg} \Psi_p} - 1\right)}{\operatorname{tg} \Psi_p}$$

Ec. 2.12

Donde:

H = altura del talud.

z = profundidad de la grieta de tracción, medida respecto del límite superior del talud.

z_w = altura de agua en la grieta de tracción.

γ = peso específico de la masa deslizante.

γ_w = peso específico del agua.

➤ Rotura por cuña

Se denomina rotura por cuña, aquella que se produce a través de dos discontinuidades oblicuamente a la superficie del talud, con la línea de intersección de ambas aflorando en la superficie del mismo y buzando en sentido desfavorable.

Este tipo de rotura se origina preferentemente en macizos rocosos en los que se da una disposición adecuada, en orientación y buzamiento de las diaclasas.

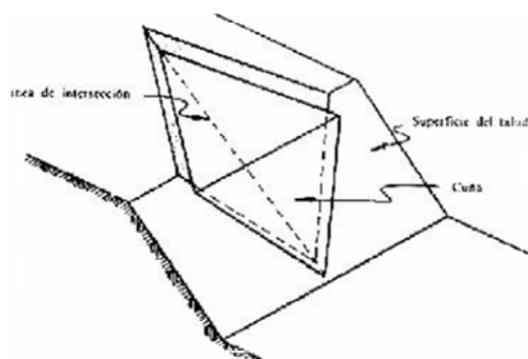


Figura 2.15. Rotura por cuña [7]

Si proyectamos el plano del talud y las discontinuidades en una proyección semiesférica equiareal de Schmidt, la disposición típica de los casos en que es posible este tipo de rotura, es como el que aparece en la figura adjunta. En ella se aprecian dos familias de discontinuidades de rumbos oblicuos respecto al del talud, quedando el rumbo de éste comprendido entre los de las familias de discontinuidades.

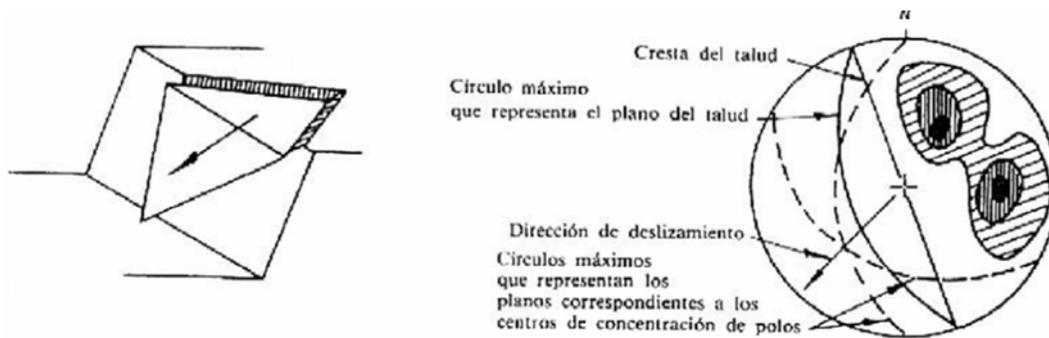


Figura 2.16. Corte de rotura por cuña [7]

La dirección de deslizamiento es la de la intersección de las dos familias de discontinuidades y ha de tener menos inclinación que el talud.

Si se representa una sección vertical del talud por la línea de intersección de los dos planos sobre los que desliza la cuña, la condición geométrica que hace posible el deslizamiento es:

$$\Psi_i < \Psi_{ti}$$

Ec. 2.13

Donde:

Ψ_i = ángulo de inclinación de la línea de intersección, cuya dirección es la dirección de deslizamiento.

Ψ_{ti} = ángulo de inclinación del talud, medido en la sección vertical indicada, que sólo será igual al talud, Ψ_t si la línea de intersección está contenida en una sección perpendicular al mismo.

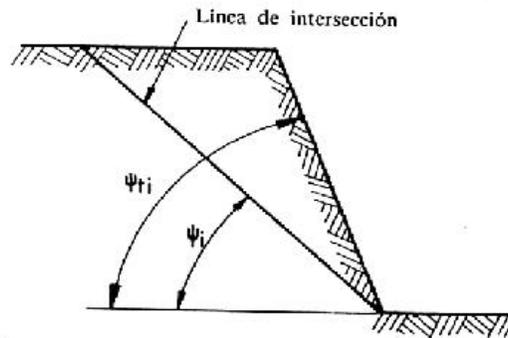


Figura 2.17. Ángulo de inclinación de la línea de intersección [7]

La obtención del factor de seguridad es tarea más compleja que en el caso de rotura planar, debido a que el cálculo debe realizarse en tres dimensiones y no en dos como ocurría en la rotura plana.

A continuación se describe el caso más general, definido en el gráfico, en que se aprecia el plano del talud, el plano situado por encima de la cresta del mismo, los planos de deslizamiento A y B y una grieta de tracción plana y denominada plano C. Se considera la presencia de presiones intersticiales sobre los planos A, B y C y la acción de un terremoto cuyo efecto se asimila estáticamente a una aceleración vertical a_v y otra horizontal a_H .

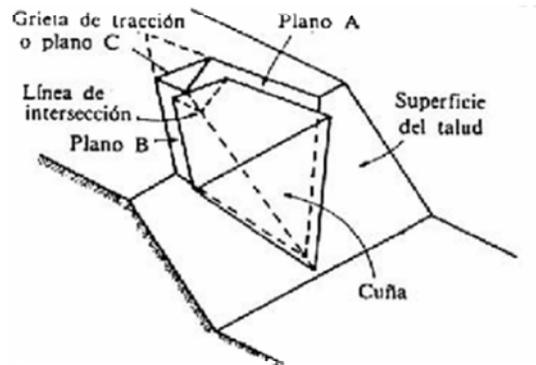


Figura 2.18. Plano del talud [7]

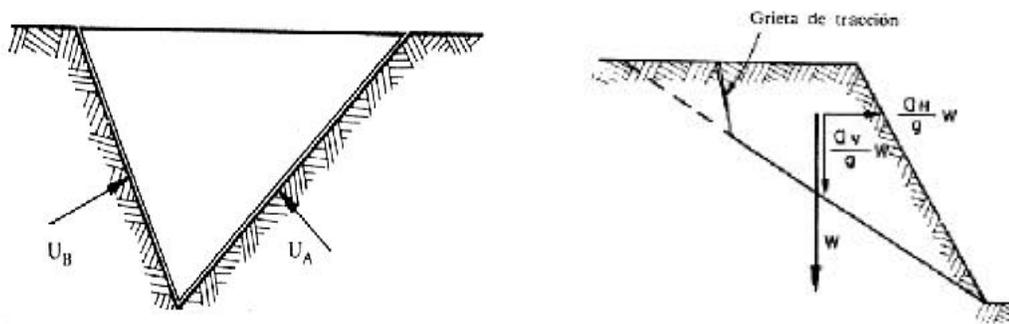


Figura 2.19. Planos de deslizamiento [7]

Las fuerzas actuantes son las siguientes:

U_A , U_B : resultantes de presiones intersticiales sobre los planos A y B. Actúan perpendicularmente a esos planos.

V : resultante de presiones intersticiales sobre el plano C. Actúan normalmente sobre dicho plano.

$W_v = W (1 + a_v/g)$: Fuerza vertical debida al peso de la cuña y a la acción del terremoto. En ocasiones el factor de seguridad es más bajo cuando se toma a_v con signo negativo, por lo que se recomienda realizar el cálculo con los dos signos y tomar el FS más pequeño.

$WH = W (1 + aH/g)$: Fuerza horizontal debida al peso de la cuña y a la acción del terremoto.

W: Peso de la cuña.

g: aceleración de la gravedad.

Si la geometría de la cuña está definida, las direcciones de todas las fuerzas lo están también. Las fuerzas WV, WH y V se descomponen vectorialmente en tres direcciones: la dirección de deslizamiento o dirección de la línea de intersección, y las direcciones normales a los planos A y B.

El factor de seguridad FS se obtiene como cociente entre las fuerzas resistentes del terreno y las fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento.

Se supone despreciable el efecto sobre la estabilidad de la cuña de los momentos de las fuerzas actuantes.

La expresión que define FS es:

$$FS = \frac{C_A A_A + C_B A_B + N_A \operatorname{tg} \varphi_A + N_B \operatorname{tg} \varphi_B}{F_D}$$

Ec. 2.14

Donde:

C_A, C_B : cohesión efectiva en las superficies de deslizamiento A y B.

φ_A, φ_B : ángulo de rozamiento interno efectivo en las superficies de deslizamiento A y B.

A_A, A_B : áreas de las superficies de deslizamiento A y B.

N_A : es la reacción normal efectiva sobre el plano A.

N_B : es la reacción normal efectiva sobre el plano B.

F_D : es la resultante de las componentes de las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento.

2.6.2.2. Métodos no exactos

En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

2.6.2.2.1. Método de dovelas o rebanadas

Los métodos empleados para calcular el factor de seguridad para cualquier superficie de deslizamiento de prueba deberían tomar en cuenta los cambios en la resistencia al corte y en la presión variable de agua de poros a lo largo de la superficie de deslizamiento potencial. Los cambios en los parámetros de resistencia y en las condiciones de presión de agua de poros pueden ser tomados en cuenta por el procedimiento general conocido como método de “tajadas” o de dovelas. En este método, se escoge una superficie de prueba y la masa potencial de deslizamiento se divide en un número de tajadas verticales.

Cada tajada es influida por su propio peso que produce cizallamiento y fuerzas normales sobre los límites verticales, y cizallamiento y fuerzas normales a lo largo de su base.

En el método de tajadas infinitas, se selecciona una superficie circular de deslizamiento de prueba, y se considera la estabilidad de la masa de deslizamiento potencial en conjunto en vez de la estabilidad para cada tajada individual.

Como las fuerzas que actúan sobre los límites verticales de las tajadas producen momento neto cero alrededor del centro de rotación de la masa potencialmente inestable, las fuerzas laterales son descuidadas. Se asume que el corte y los esfuerzos normales sobre la base de cada tajada dependen sólo del peso de la tajada y de la presión de agua de poros en su base. Si la masa de deslizamiento potencial es dividida en tajadas de ancho unitario, las fuerzas sobre la base de cada tajada serán numéricamente iguales a los esfuerzos sobre la base de la tajada.

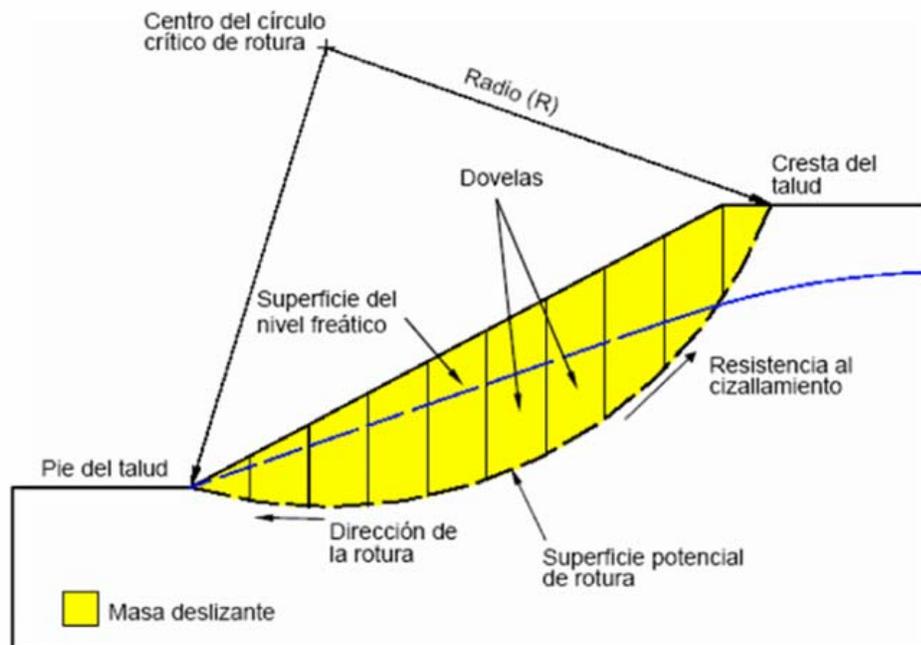


Figura 2.20. Método de Dovelas o rebanadas [8]

Para cualquier tajada se tiene:

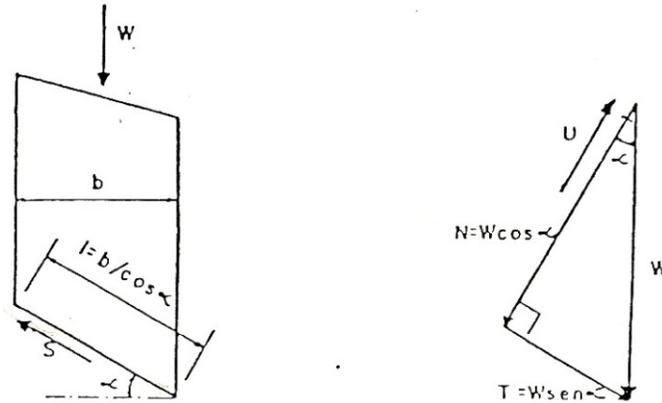


Figura 2.21. Aplicación del método de dovelas o tajadas [4]

$$S = C + (N - U) \operatorname{tg} \varphi$$

Ec. 2.15

Donde:

W = Peso total de cada tajada.

U = Fuerza total intersticial en la mitad de la tajada y sobre la superficie de deslizamiento (presión de poros).

C = Fuerza total por cohesión activa paralela a la base de la tajada en la superficie de deslizamiento.

N = Fuerza normal total que actúa en el centro de cada tajada.

T = Fuerza total que produce el movimiento de falla.

El ángulo α es acumulado desde la vertical y es igual al ángulo que forma la tangente en la mitad de la tajada con la horizontal. Las tajadas con α negativo (sentido contrario a las agujas del reloj) favorecen la estabilidad, ya que oponen resistencia al movimiento.

Resultando la siguiente expresión para el factor de seguridad:

$$F = \frac{C + (N - U) \operatorname{tg} \varphi}{T}$$

Ec. 2.16

Los métodos de las dovelas o rebanas pueden clasificarse en dos grupos:

Métodos aproximados:

No cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.

➤ Método simplificado de Bishop:

El método de BISHOP supone la superficie de deslizamiento circular. Se supone la masa deslizante dividida en n fajas verticales. En la figura se recogen las fuerzas actuantes sobre una de esas fajas.

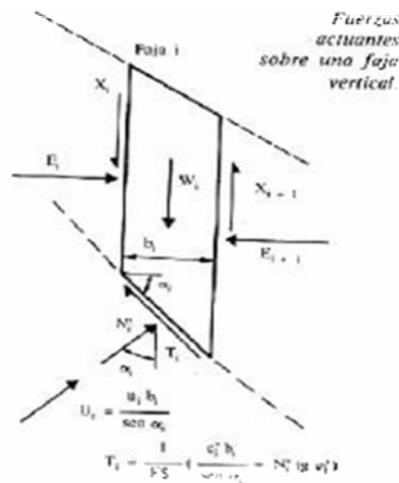


Figura 2.22. Método simplificado de Bishop [7]

Estableciendo el equilibrio de momentos de toda la masa deslizante respecto al centro del círculo de deslizamiento y despejando FS se obtiene:

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \sum_{i=1}^n \left[c_i \frac{b_i}{\sin \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i \right]$$

Ec. 2.18

De las ecuaciones de equilibrio de fuerzas verticales de cada rebanada se puede despejar los N_i y sustituyendo en la ecuación anterior se obtiene:

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \left\{ \sum_{i=1}^n [c_i b_i + \operatorname{tg} \varphi_i (W_i - u_i b_i + X_i - X_{i+1} + 1)] \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{FS}} \right\}$$

Ec. 2.19

En el método simplificado de Bishop se supone que se cumple:

$$\sum_{i=1}^n \frac{(X_i - X_{i+1}) \operatorname{tg} \varphi_i \sec \alpha_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{FS}} = 0$$

Ec. 2.20

Con esta simplificación la expresión queda:

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \sum_{i=1}^n \left\{ [c_i b_i + \operatorname{tg} \varphi_i (W_i - u_i b_i)] \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{FS}} \right\}$$

Ec. 2.21

Como FS aparece de modo implícito ha de obtenerse mediante un proceso iterativo que suele converger rápidamente. La simplificación asumida por Bishop, hace que este método no cumpla el equilibrio de fuerzas horizontales.

Se define un parámetro $M\alpha$, que recoge implícitamente el FS, de esta manera y ayudándose del gráfico siguiente se puede conocer el factor de seguridad de una rotura circular, conociendo el ángulo de rozamiento de la superficie de rotura y el ángulo α .

$$M_{\alpha} = \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{FS}}$$

Ec. 2.22

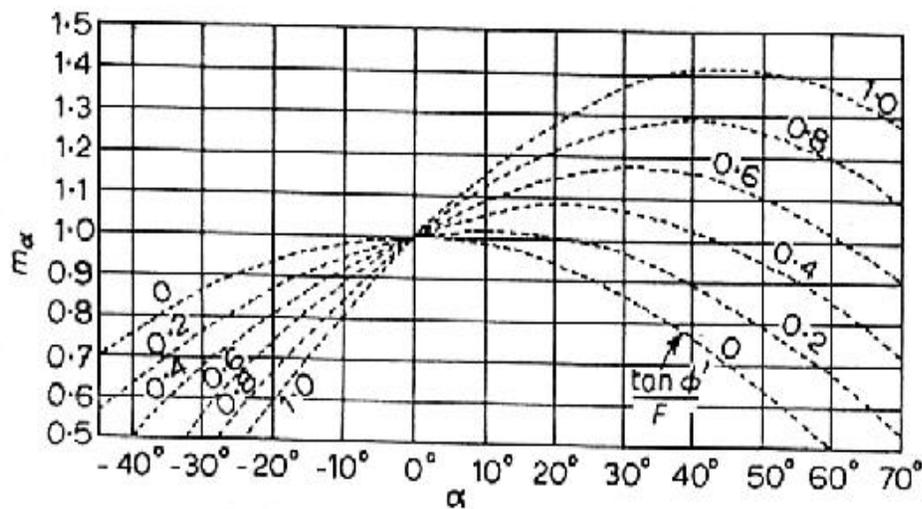


Figura 2.23. Factor de seguridad de una rotura circular [7]

➤ Método de Janbu

El método de Janbu simplificado es similar al de Bishop simplificado satisface solamente el equilibrio de fuerzas, pero no el equilibrio de momentos. Asume que las

fuerzas interdovelas son horizontales y tiende a entregar factores de seguridad poco conservadores. Sin embargo, utiliza un factor de corrección F_o para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.

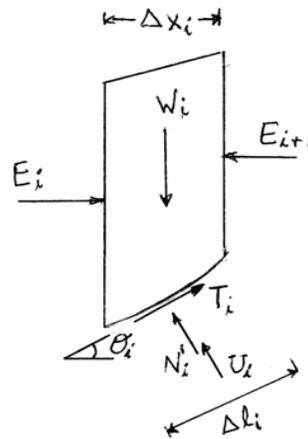


Figura 2.24. Método de Janbu [9]

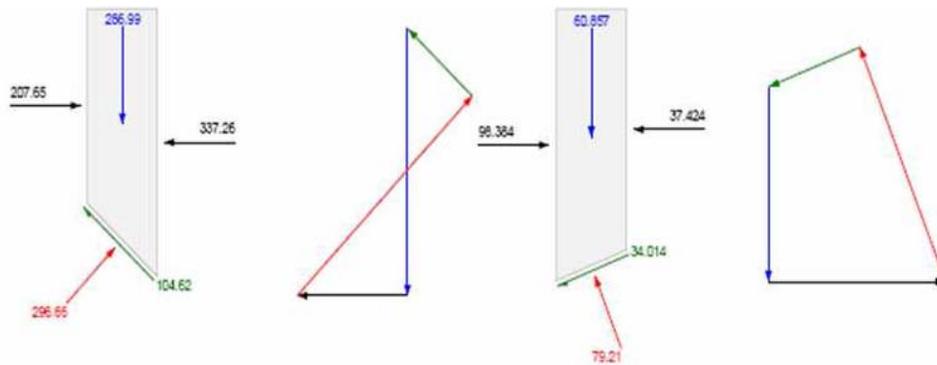


Figura 2.25. Diagramas de equilibrio de fuerzas en método de Janbu [9]

$$FS = \frac{f_o \sum_{i=1}^n \frac{[c' + (Yh_i - Y_w h_{wi})tg\phi'](1 + tg^2\alpha_i)b_i}{\left(1 + \frac{tg\alpha_i tg\phi'}{FS}\right)}}{\sum_{i=1}^n W_i tg\alpha_i + \frac{1}{2}\gamma_w z^2}$$

Ec.2.23

$$f_o = 1 + k \left(\frac{d}{T} - 1,4 \left(\frac{d}{T} \right)^2 \right)$$

Ec. 2.24

Para $c' = 0 \Rightarrow k = 0,31$

Para $c' > 0, \phi' > 0 \Rightarrow k = 0,50$

c' : cohesión en términos de tensiones efectivas; [kN/m²]

ϕ' : ángulo de fricción interna; [°]

γ : peso específico del terreno; [kN/m³]

γ_w : peso específico del agua; [9,8 kN/ m³]

h : altura de la dovela en la parte media, [m]

h_w : altura del nivel de agua; [m]

α : ángulo positivo o negativo de la base de la dovela con respecto a la horizontal; [°]

b : ancho de la dovela; [m]

L : longitud de la base de la dovela; [m]

W : peso; [kN/m]

z : altura del nivel de agua en la grieta de tracción; [m]

➤ Método de Fellenius

Es un método en que la superficie de falla se divide en n dovelas o tajadas para analizar el sistema de fuerzas. Este método al igual que el de Bishop permite considerar materiales heterogéneos y analizar otras superficies de falla. También, es conveniente utilizar este método cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es función de los esfuerzos normales o sea:

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

Ec. 2.25

Se proponen los siguientes pasos generales para determinar la estabilidad de un talud:

1. Suponer una superficie de falla circular, la cual puede ser por el pie del talud, la base del talud, o el talud mismo. Esta superficie de falla determina una superficie de deslizamiento y una masa deslizante.
2. Dividir la zona de falla en dovelas de espesor constante o variable.
3. Calcular las fuerzas motoras y las fuerzas que se oponen al deslizamiento o fuerzas resistentes para cada dovela.
4. Calcular los momentos motores y los resistentes que actúan a lo largo de la superficie de falla.
5. Calcular el factor de seguridad para la superficie de falla asumida.
6. Asumir otras superficies de falla y re calcular el factor de seguridad hasta encontrar el mínimo.

El factor de seguridad al deslizamiento se obtiene así:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n M_E}{\sum_{i=1}^n E_D} \geq 1,5(\text{estable})$$

Ec. 2.26

n = número de dovelas

M_E = Momentos estabilizadores son generados por la resistencia al cizallamiento en la superficie de rotura.

M_D = Momentos desestabilizadores son generados por el peso del terreno incluyendo el peso del agua.

Las fuerzas a considerar incluyen los efectos de sismos, hielo, olas, embalse lleno o vacío. Un factor de seguridad de 1.5 se considera suficiente para presas.

Métodos precisos o completos:

Cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso.

➤ Método de Morgenstem – Price

Este método cumple con las condiciones de equilibrio de fuerza como de momentos. La dirección de la resultante de las fuerzas normal y de corte en las en las caras laterales de las dovelas es determinada por medio de una función arbitraria $f(x)$. El porcentaje de λ de esta función requerida para satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos es calculado mediante iteración.

$$X = E\lambda f(x)$$

Ec. 2.27

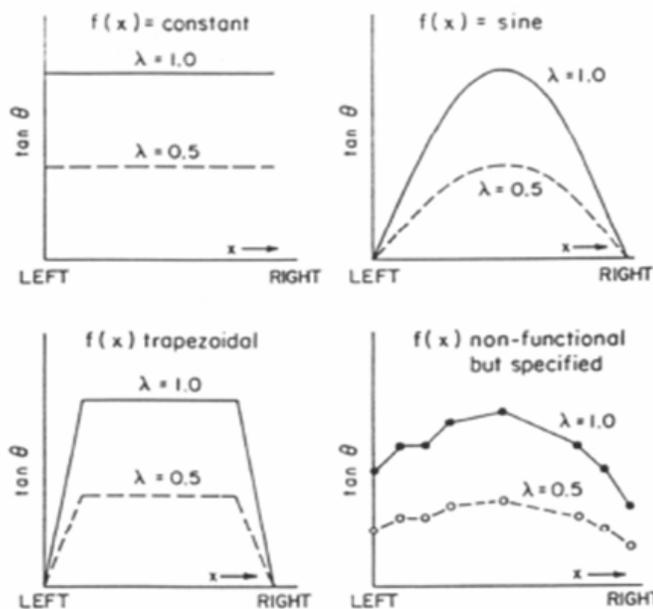


Figura 2.26. Método de Morgenstem – Price [9]

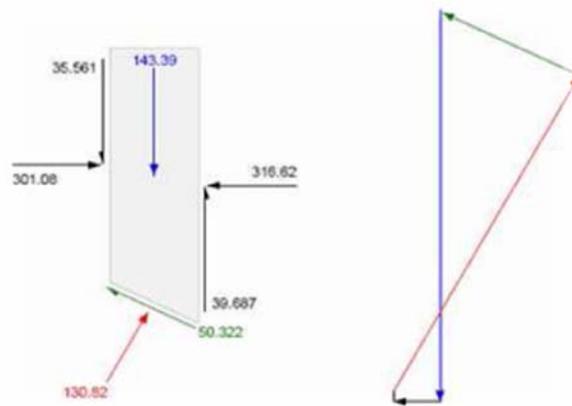


Figura 2.27. Diagramas de equilibrio de fuerzas en método de Morgenstem - Price [9]

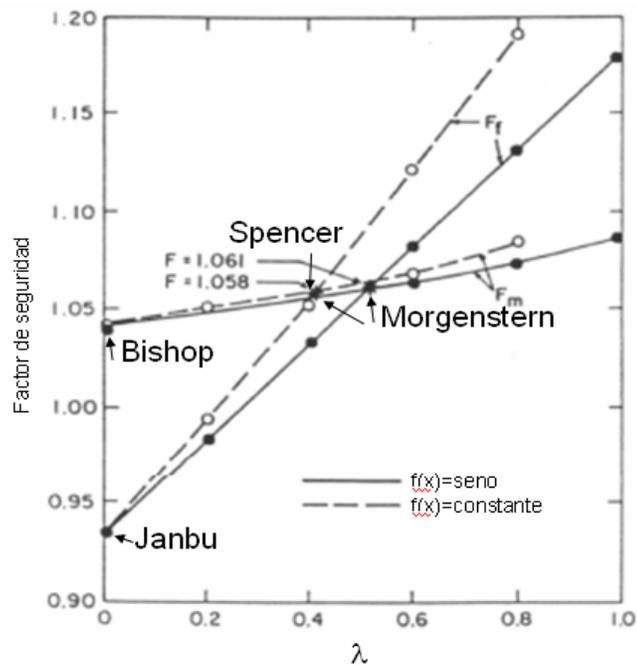


Figura 2.28. Factor de Seguridad en el método Morgenstem – Price [9]

➤ Método de Spencer

Asume que todas las fuerzas interdovelas están inclinadas a un mismo ángulo, el cual es calculado para satisfacer tanto el equilibrio de momentos como el equilibrio de fuerzas.

Tabla 2.7. Incógnitas y ecuaciones del método de Spencer

Incógnitas y ecuaciones, método de Spencer	
Incógnitas	Incógnitas para N dovelas
Factor de seguridad (F)	1
Inclinación fuerza íterdovelas (θ)	1
Fuerzas normales en la base de dovelas (N)	n
Fuerzas resultantes íterdovelas (Z)	n-1
Ubicación de fuerzas normales íterdovelas	N-1
NUMERO TOTAL DE INCOGNITAS	3n
Ecuaciones de Equilibrio	
Ecuaciones	
Equilibrio horizontal	n
Equilibrio vertical	n
Equilibrio de momentos	n
NUMERO TOTAL DE ECUACIONES DE EQUILIBRIO	3n

Fuente: [9]

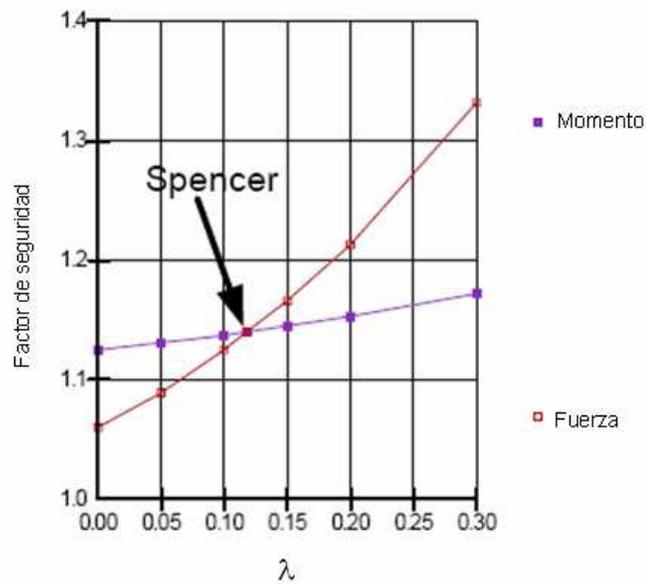


Figura 2.29. Factor de seguridad en el método de Spencer [9]

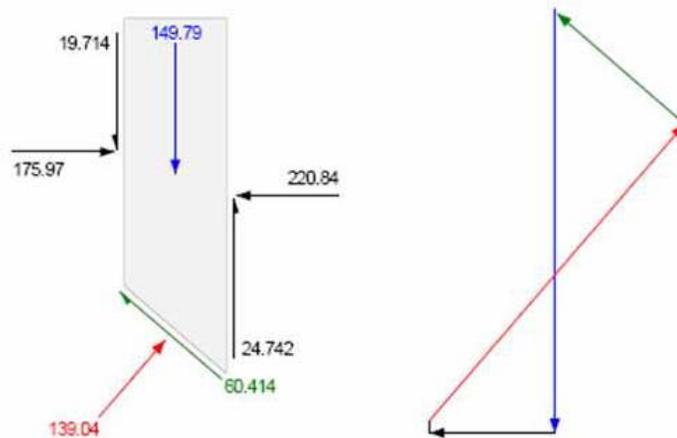


Figura 2.30. Diagrama de equilibrio de fuerzas [9]

2.7. Ventajas y desventajas de las presa de tierra.

Ventajas de las presas homogéneas:

- ✓ El material se compacta con un solo equipo, facilitándose también la explotación de materiales, el transporte y el almacenamiento.
- ✓ Las líneas de flujo son más largas.
- ✓ Es más simple y económico.
- ✓ Es aplicable en lugares donde los suelos son de poca variación en la permeabilidad.
- ✓ Pueden ser sobre elevadas y reparadas en un futuro.
- ✓ Son capaces de soportar cualquier movimiento de tierra.
- ✓ Las pendientes de los taludes son diseñadas para garantizar la estabilidad bajo cualquier condición de servicio.

Ventajas de las presas heterogéneas:

- ✓ Los taludes son con pendientes más altas.
- ✓ Menor cantidad de materiales de construcción.
- ✓ Se facilita la construcción por etapas, especialmente si el núcleo es inclinado hacia aguas arriba.
- ✓ Gran superficie de contacto entre el núcleo y las hombreras y el núcleo y la cimentación.
- ✓ Reducción del volumen de los materiales.
- ✓ En las de núcleo delgado la construcción es casi independiente de las condiciones climáticas.
- ✓ Ausencia de problemas de presión intersticial y de Draw- Down en las de núcleo delgado.
- ✓ En las heterogéneas con núcleo inclinado la pendiente de los parámetros de agua abajo y agua arriba son reducidas.

Desventajas de las presas homogéneas:

- ✓ Se requiere altos controles en la compactación para evitar que queden estratos con diferentes propiedades.
- ✓ Se pueden presentar altos asentamientos.
- ✓ Es muy débil estructuralmente.
- ✓ Mayor inestabilidad del talud aguas arriba durante desembalses rápidos.
- ✓ Ofrece una permeabilidad demasiado baja en la zona Draw-Down.
- ✓ Se requiere protección de los taludes.

Desventajas de las presas heterogéneas:

- ✓ Se requieren diferentes equipos para hacer la compactación de la zona.

- ✓ Se necesitan diferentes áreas de préstamo y almacenamiento.
- ✓ El núcleo puede quebrarse si es muy esbelto y presentarse discontinuidades.
- ✓ Si la presa es de núcleo ancho su construcción en temporada de lluvia es paralizada.
- ✓ En las heterogéneas con núcleo inclinado la longitud es mayor de la línea del contacto núcleo - cimentación.
- ✓ La construcción del núcleo inclinado es muy dificultosa.

2.8. Calculo de la estabilidad en presas de tierra

En el ejemplo que se muestra a continuación se aplicó el método más utilizado para el cálculo de la estabilidad en pequeñas presas de tierra a través del método estándar de las tajadas dentro del cual se uso el método aproximado de Fellenius.

Ejemplo:

$u_1 = 0,50 \text{ Ton/m}^2$, $u_2 = 4,00 \text{ Ton/m}^2$, $u_3 = 2,00 \text{ Ton/m}^2$, $u_4 = u_9 = 0 \text{ Ton/m}^2$. La tabla 2.7 muestra los datos generales del problema y la tabla 2.8 da un ejemplo numérico del cálculo mediante el Método Standard de las Tajadas. La figura 2.31 muestra la sección de la presa.

Tabla 2.8. Datos Generales.

Material	Peso Unitario (Ton/m ³)	Cohesión Efectiva (c') (Ton/m ²)	Ángulo de Fricción Efectivo (Φ')	Características
①	1,90	0,80	24°	Arcilla Saturada
②	2,10	0	35°	Grava Arenosa
③	1,84	0,80	24°	Arcilla Húmeda

Fuente: [4]

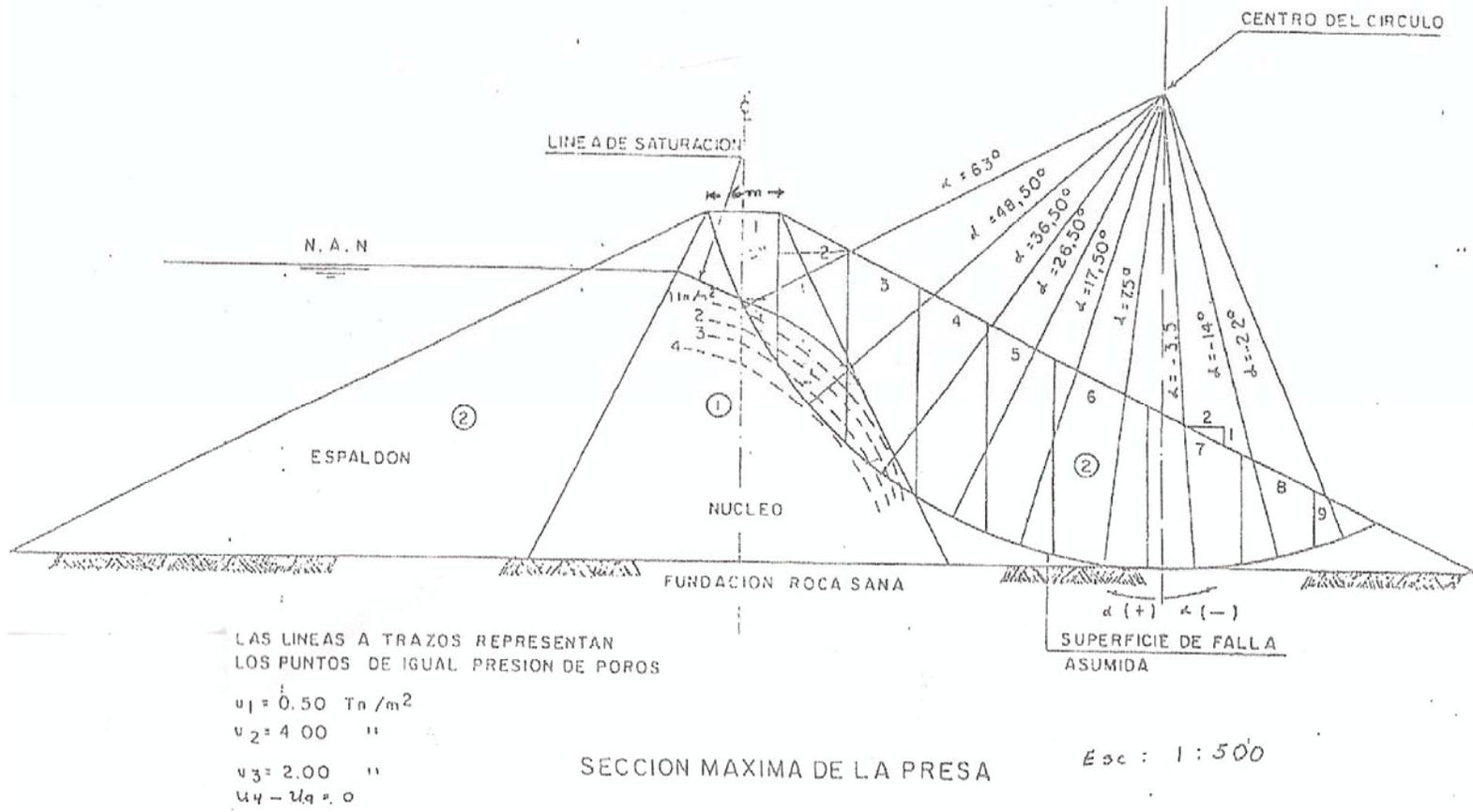


Figura 2.31. Sección máxima de la presa [4]

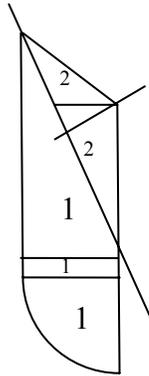
Tabla 2.9. Cálculo mediante el método standard de las tajadas.

Tajada	A (m ²)	γ (Tf/m ³)	W=A γ (Tf/m)	sen α	cosa	T=Wsen α (Tf/m)	N=Wcosa (Tf/m)	C=c'b/cosa (Tf/m)	U= u'b/cosa (Tf/m)	N-U (Tf/m)	(N-U)Tg Φ (Tf/m)
1	39,3	1,852	72,8	0,891	0,454	64,86	33,05	10,57	6,61	26,44	11,77
2	90	1,942	174,80	0,749	0,663	130,93	115,89	7,24	36,20	79,69	35,48
3	106,2	2,05	217,71	0,595	0,804	129,54	175,04	5,97	14,93	160,11	71,29
4	110,1	2,1	231,21	0,446	0,895	103,21	206,93	0	0	206,93	144,89
5	105,9	2,1	222,39	0,3	0,954	66,72	212,16	0	0	212,16	148,56
6	124,4	2,1	261,24	0,131	0,991	34,22	258,90	0	0	258,90	181,28
7	94,4	2,1	198,24	-0,061	0,998	-12,09	197,84	0	0	197,84	138,53
8	43,8	2,1	91,98	-0,242	0,970	-22,26	89,22	0	0	89,22	62,47
9	13,75	2,1	28,88	-0,375	0,927	-10,83	26,77	0	0	26,77	18,74
						Σ 484,21		Σ 23,78			

Fuente: [4]

$$FS = \frac{23,78 + 813,01}{484,21} = 1,73 \geq 1,5 \text{ Ok(estable)}$$

Ejemplo de cálculo para la tajada 2:



✓ Área:

$$\begin{array}{l}
 \begin{array}{c} 3,5 \\ \triangle \\ 6 \end{array} \\
 \begin{array}{c} 10 \\ \square \\ 6 \end{array} \\
 \begin{array}{c} 6 \\ \triangle \\ 10 \end{array}
 \end{array}
 = \left. \begin{array}{l} 10,5 \\ 60 \\ 19,5 \end{array} \right\} A_T = 90 \text{ (m}^2\text{)}$$

✓ γ

Material 1:

$$\begin{array}{l}
 \begin{array}{l} 11,5 \\ \triangle \\ 6 \end{array} = 34,5 \\
 \begin{array}{l} 6 \\ \square \\ 1,5 \end{array} = 9 \\
 \begin{array}{l} \triangle \\ 6,5 \\ 6 \end{array} = 19,5
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 11,5 \\ \triangle \\ 6 \end{array}} \right\} 63 * 1,9 = 119,7 \text{ (m}^2\text{)}$$

Material 2

$$\begin{array}{l}
 \begin{array}{l} 3,5 \\ \triangle \\ 4 \end{array} = 7 \\
 \begin{array}{l} 4 \\ \triangle \\ 2 \end{array} = 4 \\
 \begin{array}{l} 4 \\ \triangle \\ 7,5 \end{array} = 15
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 3,5 \\ \triangle \\ 4 \end{array}} \right\} 26 * 2,1 = 54,6 \text{ (m}^2\text{)}$$

✓ $A\gamma = W = 90 * 1,94 = 174,8 \text{ (Tf/m)}$

✓ $\text{sen}\alpha = \text{sen}48,5 = 0,749$

$$\checkmark \cos\alpha = \cos 48,5 = 0,663$$

$$\checkmark T = W \sin\alpha = 174,8 * 0,749 = 130,93 \text{ (Tf/m)}$$

$$\checkmark N = W \cos\alpha = 174,8 * 0,663 = 115,89 \text{ (Tf/m)}$$

$$\checkmark C = \frac{c' b}{\cos\alpha} = \frac{0,80 * 6}{0,663} = 7,24 \text{ (Tf/m)}$$

$$\checkmark U = \frac{w' b}{\cos\alpha} = \frac{4 * 6}{0,663} = 36,20 \text{ (Tf/m)}$$

$$\checkmark N - U = 115,89 - 36,20 = 79,69 \text{ (Tf/m)}$$

$$\checkmark (N - U) \operatorname{tg}\varphi = 79,69 \operatorname{tg} 24^\circ = 35,48 \text{ (Tf/m)}$$

CAPITULO III

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1. Conclusiones

1. Las presas de tierra son las más utilizadas ya que son las menos costosas y pueden construirse con suelos naturales existentes en la zona sin procesamiento o con un procesamiento mínimo, y pueden ser elevadas y reparadas en el futuro en caso de sufrir daños porque las pendientes de los taludes son diseñados para garantizar la estabilidad bajo cualquier condición de servicio y soportar cualquier movimiento de tierra.
2. Los taludes de las presas dependen generalmente de las características de los materiales de construcción, de las condiciones de la fundación, de la altura de la presa y ocasionalmente de la altura del valle.
3. Para calcular la estabilidad de las presas de tierra es necesario determinar la altura, ancho de la cresta y los taludes tanto aguas arriba como aguas abajo.
4. La estabilidad de las presas de tierra dependen principalmente de los taludes es por eso que el procedimiento usual es realizar un predimensionado en base a las normas y recomendaciones generales obtenidas a través de estudios realizados a diferentes presas por el colegio de ingenieros de los Estados Unidos y luego modificarlo según lo exijan los resultados del análisis de la estabilidad.
5. Generalmente las presas de tierra permanecen estables durante un tiempo, pero bajo el efecto de filtraciones, erosiones, remociones o movimientos de

tierra que actúan en conjunto una o varias veces comienza a causar daño progresivamente, es decir, que si estas causas influyen muy seguido la presa se agrieta o puede producirse una falla brusca sin previo aviso, es por eso, que para el análisis de estabilidad de los taludes se deben utilizar adecuados factores de seguridad que permitan obtener un diseño correcto.

6. Existen diferentes métodos para calcular el factor de seguridad, el más usado es el de la dovelas o tajadas, en donde el este factor es el que va a determinar la estabilidad de la presa, es decir, se es $\geq 1,5$ la presa es estable de lo contrario es inestable.
7. Es importante destacar que las presas de tierras han presentado numerosas fallas, tanto naturales como de ingeniería, las cuales se deben considerar antes de realizar el diseño de la presa para no cometer los mismos errores y así obtener el buen funcionamiento de la misma.

3.2. Recomendaciones

1. Debido a la importancia que presenta la construcción de presas se tierra se debe considerar que para el cálculo de su estabilidad se tiene que cumplir con una serie de procedimientos y análisis, entre éstos se encuentran: el estudio de los suelos, los materiales naturales existentes en la zona, el diseño de los taludes, entre otros.
2. En cuanto a los taludes deben ser diseñados para garantizar la estabilidad de la presa y soportar cualquier movimiento sísmico; este diseño debe ser los más detallado posible para evitar filtraciones y fallas futuras que puedan deteriorar la presa.

3. En el diseño de la presa también debe tomarse en cuenta que debe tener una zona de drenaje para así reducir la presión intersticial y bajar el contra peso que forma las aguas arriba, considerando así las características necesarias requeridas para evitar fallas de construcción.

4. No obstante se recomienda utilizar la experiencia de otros países y también se debe considerar que las presas de tierra se encuentran sometidas a la acción constante de la naturaleza, a los cambios de clima y algunas u otras razones que puedan afectar su funcionamiento, es por esto, que los ingenieros deben hacer un estudio con anterioridad de las fallas de otras presas de tierra y en base a estas fallas rediseñar para obtener un mejor diseño y obtener el buen funcionamiento de la misma.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Bravo Oscar, H. **“Presas de materiales sueltos”** Organismo Regulador de Seguridad de Presas. 2006. Disponible: <http://www.orsep.gob.ar/presas-materiales-sueltos.php>

[2] Mirales José, L. **“Presas”**. Septiembre, 2006. Disponible: <http://www.construaprende.com/tesis03/2006/09/seleccion-del-tipo-de-cortina.html>

[3] Spada Ambrogio. **“Las presas en material suelto”**. Diciembre, 1994. Disponible: <http://biblioteca.intec.edu.do/biblioteca/cienciaysociedad/1994/Vol%FAmen%2019-%20N%FAmeros%203-4/344.pdf>

[4] González, L.(1984). **Criterios de diseño en presas de concreto gravedad, tierra y enrocado**. Trabajo de ascenso no publicado. Universidad de Oriente. Puerto La Cruz.

[5] Dominy Floyd, E. **“Proyecto de pequeñas presas”**. Editorial Dossat. Madrid 1970.

[6] Frateli María, G. **Suelos, fundaciones y muros**. Caracas. Venezuela.

[7] Herrera Fernando. **“Análisis de estabilidad de taludes”**. Geotecnia 2000. Disponible: http://www.geotecnia2000.com/files/publicaciones/Analisis_de_Estabilidad_de_Taludes_Rocosos.pdf

[8] Gavilanes Hernán. **“Parámetros Geotécnicos y Estabilidad de Taludes”** Disponible: <http://www.scribd.com/doc/10327662/estabilidad-de-Taludes>

[9] Poblete Mauro. "Suelos II". 2006. Disponible:
[http://www.ucsc.cl/~mpoblete/geotecnia/ING_4203/Unidad4/Clase%205%20Analisis%20de%20estabilidad%20en%20Fallas%20Semicirculares%20_\(b_\).pdf](http://www.ucsc.cl/~mpoblete/geotecnia/ING_4203/Unidad4/Clase%205%20Analisis%20de%20estabilidad%20en%20Fallas%20Semicirculares%20_(b_).pdf)

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO:**

TÍTULO	PREDIMENSIONADO Y CALCULO DE ESTABILIDAD EN REPRESAS DE TIERRA
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
Díaz V. María Y.	CVLAC: 15.679.693 E MAIL: mydiazv@gmail.com
Rivas D. Migdelis del C.	CVLAC: 15.409.276 E MAIL: miguedu_29@hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

Predimensionado y calculo de estabilidad en represas de tierras: Presas de tierras, características, tipos de presas de tierras, predimensionar presas de tierras, métodos para el calculo de estabilidad en taludes de presas de tierras, ventajas y desventajas de presas de tierras y determinar la estabilidad de presas de tierras por el método de las dovelas o tajadas.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÀREA	SUBÀREA
Ingeniería y ciencias aplicadas	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

Las presas de tierra son las obras civiles más antiguas desde el punto de vista histórico y son relativamente económicas ya que en su construcción se emplean los suelos naturales existentes en la zona o con un mínimo de procesamiento. Las más exitosas utilizan materiales como grava, arena, limo, polvo de roca y arcilla. Su construcción se basa en el almacenamiento de agua proveniente de un río, que posteriormente podría ser utilizada de diversas formas o combinación de estas: para consumo humano, regadío; así como también para generar electricidad, aumentar la profundidad de diversos ríos, hacerlos más navegables y controlar el caudal del agua durante los periodos de inundaciones. Es por eso, que hoy en día son de gran importancia y deben ser estables y seguras. Generalmente se realiza un diseño de presa en base a las experiencias, normas, criterios y recomendaciones, obtenidas a través de estudios realizados por el colegio de ingenieros de los Estados Unidos; éste no es más que predimensionar, el cual consiste en determinar la altura, ancho de la cresta y los taludes tanto aguas arriba como aguas abajo, a los cuales posteriormente es necesario calcularle su estabilidad. En cuanto al cálculo de la estabilidad se realiza utilizando los métodos de equilibrio límite y de análisis límite, dentro de los cuales se encuentran varios métodos, pero el más utilizado para calcular pequeñas presas de tierra es el método de las dovelas conocido también como método de las rebanadas o tajadas, el cual consiste en tomar una superficie de prueba y la masa de deslizamiento potencial se divide en el número de tajadas verticales a las cuales se le calculan las fuerzas y los momentos motores y resistentes para a si obtener el factor de seguridad mínimo.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**CONTRIBUIDORES:**

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
Gonzalez, Luis	ROL	CA	AS	TU X	JU
	CVLAC:	8.307.130			
	E_MAIL	lbggonzalez@cantv.net			
	E_MAIL				
Montejo, Enrique	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:	8.279.503			
	E_MAIL	emontejo@cantv.net			
	E_MAIL				
Torres, Luisa	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:	8.217.436			
	E_MAIL	Torres162@gmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2009	Junio	
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**ARCHIVO (S):**

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
MONOGRAFIA. Predimensionado y cálculo de estabilidad en represas de tierra.doc	Application/msword

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H I
J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y
z. 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9.

ALCANCE

ESPACIAL: _____ (OPCIONAL)

TEMPORAL: _____ (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento de Ingeniería Civil

INSTITUCIÓN:

Universidad De Oriente. Núcleo Anzoátegui

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**DERECHOS**

De acuerdo al artículo 44 del reglamento de Trabajos de Grado:

“Los Trabajos de Grado son de exclusiva propiedad de la Universidad y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario”.

AUTOR

Díaz V., María Y.

AUTOR

Rivas D., Migdelis del C.

TUTOR

Gonzalez, Luis

JURADO

Torres, Luisa

JURADO

Montejo, Enrique.

Saab, Yasser

POR LA SUBCOMISION DE TESIS