



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Protocolo de Monografía**

**“GUÍA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA”.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

**Elaborado por**

Br. Isaí Suárez Jarquín

Br. Orlando José Gúnera Garth

**Tutor**

Msc. Franklin Anthony Moore Coleman, PE

Managua, Noviembre del 2021.

# Contenido

CAPÍTULO I: GENERALIDADES .....	1
1.1.Introducción .....	1
1.2.Antecedentes .....	2
1.3.Justificación .....	4
1.4.Objetivos .....	5
1.5.Marco teórico .....	6
CAPÍTULO II: INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y ESTUDIOS GEOLÓGICOS.....	19
2.1.Recopilación de información .....	19
2.2.Estudios de Gabinete.....	19
2.3.Estudios previos.....	22
2.4.Estudios Geotécnicos. ....	24
2.5.Estudio Hidrológico .....	28
CAPÍTULO III: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA .....	18
3.1.Elaboración del modelo geotécnico de comportamiento.....	30
3.2.Criterio de selección del tipo de presa para el proyecto.....	34
3.3.Dimensionamiento de la estructura.....	39
3.4.Definición de elementos de la presa. ....	51
3.5.Diseño de Presas de Tierra .....	59
CAPÍTULO IV: EJEMPLO HIPOTÉTICO.....	89
4.1.Características generales de la presa, el cimiento y el embalse.....	89
4.2.Características geológicas del material cimentación. ....	90
4.3.Dimensionamiento de la presa.....	92
4.4.Características geotécnicas del material de la presa.....	102
4.5.Definición de los elementos de la presa.....	103
4.6.Comportamiento geotécnico del material de cimentación y los materiales de la presa. ....	104
4.7.Diseño de la presa .....	110
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	91
5.1.Conclusiones .....	149

5.2.Recomendaciones .....	150
ANEXO I: ESTUDIO DE LOS MACIZOS ROCOSOS. ....	151
1. Descripción y zonificación geológica de macizos rocosos en la cerrada a partir de visitas de campo.....	152
2. Criterios de comportamiento y clasificación de macizos rocosos.....	166
ANEXO II: ESPECIFICACIONES Y TIPOS DE ENSAYOS.....	188
1. Ensayos de la matriz rocosa .....	189
2. Propiedades de las discontinuidades.....	192
3. Propiedades del macizo rocoso .....	193
4. Propiedades de los suelos .....	194
ANEXO III: DISEÑO DE FILTROS Y DRENES.....	199
1. Sistemas de drenaje de la presa y el cimiento.....	200
ANEXO IV: ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y FALLAS COMUNES EN PRESAS DE TIERRA. ....	208
1. Desvío de corriente.....	209
2. Cimentación .....	211
3. Elemento impermeable .....	213
4. Cuerpo de la presa (terraplén): .....	213
5. Modos de fallo más comunes en las presas de tierra. ....	217
ANEXO V: OTROS APORTES.....	222
1. Estructuras asociadas a la presa de tierra .....	223
2. Recomendaciones sobre el equipo de investigación geotécnica .....	223
3. Exploración del subsuelo. ....	224
4. Macizos Rocosos .....	233
5. Depósitos de suelos.....	236
BIBLIOGRAFÍA .....	239

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Elementos de la presa de tierra.....	10
Tabla 2: Documentos existentes de acceso público.....	19
Tabla 3: Interrogantes geológicas más comunes en un proyecto de presa .....	27
Tabla 4: Interrogantes geotécnicas más comunes en un proyecto de presa .....	27
Tabla 5: Escalas de mapa recomendadas para diferentes propósitos. ....	31
Tabla 6: Tabla de la capacidad portante de distintos tipos de cimentaciones.....	35
Tabla 7: Periodo de retorno del viento de cálculo en años.....	42
Tabla 8: Velocidad regional del viento en función de la zona eólica y los periodos de retorno.....	44
Tabla 9: Corrección de la velocidad regional por longitud del Fetch .....	44
Tabla 10: Factor de reducción de altura de ola para taludes de escollera. ....	46
Tabla 11: Aumento del ancho de coronamiento en zonas sísmicas.....	48
Tabla 12: Taludes de presas homogéneas y zonadas .....	49
Tabla 13: Taludes de presas homogéneas y zonadas .....	50
Tabla 14: Taludes de presas de escollera.....	50
Tabla 15: Taludes de presas de escollera.....	50
Tabla 16: Taludes de presas de escollera.....	50
Tabla 17: Granulometría recomendable para el material de protección.....	52
Tabla 18: Grado de permeabilidad de una material. ....	58
Tabla 19: Coeficientes de seguridad al deslizamiento. ....	59
Tabla 20: Solicitaciones para el análisis de estabilidad de la presa .....	60
Tabla 21: Radios recomendados para emplear el método de Ostrovski. ....	66
Tabla 22: Valores de Kmax y Kmin para diferentes presas.....	77
Tabla 23: Valores de c. ....	79
Tabla 24: Grado de resistencia a la tubificación en diferentes suelos.....	84
Tabla 25: Características geológicas de la matriz rocosa .....	90
Tabla 26: Características geológicas de las discontinuidades .....	91
Tabla 27: Características geológicas del macizo rocoso.....	92
Tabla 28: Cálculo del FETCH efectivo .....	93
Tabla 29: Taludes de la presa .....	100
Tabla 30: Granulometría del cuerpo arcilloso.....	102



Tabla 31: Propiedades geotécnicas del cuerpo arcilloso .....	102
Tabla 32: Propiedades geomecánicas del material de la presa .....	103
Tabla 33: Clasificación RQD. ....	104
Tabla 34: Clasificación RMR .....	105
Tabla 35: Diseño del rip-rap .....	110
Tabla 36: Granulometría material base .....	111
Tabla 37: Comprobación de la autoestabilidad del dren .....	113
Tabla 38: Granulometría base.....	114
Tabla 39: Granulometría ajustada .....	115
Tabla 40: Parámetros geotécnicos orientativos de materiales compactados .....	117
Tabla 41: Propiedades geotécnicas del filtro.....	117
Tabla 42: Resumen de las propiedades de los materiales de la presa .....	118
Tabla 43: Factores de seguridad obtenidos en análisis de estabilidad .....	134
Tabla 44: Resumen de resultados.....	144
Tabla 45: Descripciones del grado de meteorización .....	153
Tabla 46: Clasificación por resistencia a la compresión uniaxial.....	154
Tabla 47: Descripciones del espaciado de discontinuidades .....	155
Tabla 48: Descripción de la continuidad de una discontinuidad .....	156
Tabla 49: Descripción de la abertura.....	160
Tabla 50: Descripciones de las filtraciones en discontinuidades.....	161
Tabla 51: Clasificación del macizo rocoso por el número de familias de discontinuidades.....	162
Tabla 52: Descripciones del tamaño de bloque en función del número de discontinuidades.....	164
Tabla 53: Clasificación de macizos rocosos a partir de resistencia a la compresión uniaxial .....	166
Tabla 54: Valores típicos para $c$ y $\Phi$ para rocas sanas .....	168
Tabla 55: Índice de velocidad relativa y calidad del macizo rocoso .....	174
Tabla 56: Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD ...	176
Tabla 57: Descripción de blocosidad del macizo rocoso.....	177
Tabla 58: Descripción de las discontinuidades del macizo rocoso.....	177
Tabla 59: Clasificación RMR de Bieniawski .....	185

Tabla 60: Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR.....	187
Tabla 61: Correlaciones empíricas para estimar el Módulo de Deformación del macizo rocoso a partir del índice RMR.....	187
Tabla 62: Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo .....	190
Tabla 63: Métodos de estimación de deformabilidad en macizos rocosos.....	194
Tabla 64: Modos de fallo principales de presas de tierra. ....	219
Tabla 65: Métodos de extracción de muestras alteradas .....	230
Tabla 66: Métodos de extracción de muestras inalteradas .....	230
Tabla 67: Clasificación geológica general de las rocas.....	235

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Presa de tierra (Presa de Nurek. Tayikistán). .....	vii
Ilustración 2: Presa de contrafuertes (Presa de Alcántara. España). .....	vii
Ilustración 3: Presa de gravedad (Presa Grande Dixence. Suiza). .....	viii
Ilustración 4: Presa bóveda (Presa Gordon. Tasmania, Australia). .....	viii
Ilustración 5: Presa arco-gravedad (Presa Hoover. Nevada, USA). .....	ix
Ilustración 6: Presa de bóvedas múltiples (Presa Daniel-Johnson. Canadá). .....	ix
Ilustración 7: Presa combinada (Presa de Almendra. España). .....	9
Ilustración 8: Algunos esquemas de presas homogéneas. ....	11
Ilustración 9: Algunos esquemas de presas de escollera. ....	12
Ilustración 10: Esquema de presa de diafragma interno. ....	13
Ilustración 11: Esquema de presa de pantalla. ....	13
Ilustración 12: Flujograma resumido para el diseño de presas de tierra .....	17
Ilustración 13: Flujograma resumido sobre el proceso constructivo de las presas de tierra .....	18
Ilustración 14: Runup y Setup creado por viento. ....	40
Ilustración 15: Determinación del Fetch efectivo .....	42
Ilustración 16: Zonificación eólica de Nicaragua para análisis por viento. ....	43
Ilustración 17: Ajuste por diagrama de Durst (1960) .....	44
Ilustración 18: Esquema de protección de aguas arriba con un Rip-Rap. ....	53
Ilustración 19: Esquema de la protección del talud de aguas abajo. ....	54
Ilustración 20: Superficies de falla circulares. ....	64
Ilustración 21: Superficies de fallas compuestas. ....	65
Ilustración 22: Deslizamiento en bloques. ....	65
Ilustración 23: Elementos del método de Ostrovski. ....	66
Ilustración 24: Cuerpo libre de rebanadas en el método M-P. ....	69
Ilustración 25: Línea piezométrica post desembalse instantáneo. ....	73
Ilustración 26: Parábola de Kozeny en una presa homogénea isótropa con dren horizontal. ....	78
Ilustración 27: Línea de filtración en una presa homogénea e isotrópica con dren inclinado triangular .....	79

Ilustración 28: Línea de filtración en una presa homogénea e isotrópica con dren tipo chimenea .....	80
Ilustración 29: Cálculo de caudal en una red de flujo .....	81
Ilustración 30: Fallo de una presa por sifonamiento .....	83
Ilustración 31: Fallo de una presa por tubificación .....	84
Ilustración 32: Diagrama de Hjulström .....	85
Ilustración 33: Fallo de una presa por sufusión .....	87
Ilustración 34: Localización del proyecto hipotético .....	89
Ilustración 35: Geometría de embalse lleno .....	90
Ilustración 36: Determinación del Fetch .....	93
Ilustración 37: Representación de las características geométricas preliminares de la presa .....	101
Ilustración 38: Granulometría del cuerpo Arcilloso .....	103
Ilustración 39: Ajuste a curva de Mohr Coulomb .....	108
Ilustración 40: Granulometría material base .....	111
Ilustración 41: Rangos granulometría de filtros .....	113
Ilustración 42: Curva granulométrica ajustada .....	116
Ilustración 43: Representación de las características geotécnicas de la presa...	119
Ilustración 44: Red de flujo con MNN en estado permanente con filtro funcional	121
Ilustración 45: Red de flujo con MNN en estado permanente con filtro disfuncional .....	122
Ilustración 46: Red de flujo con NAP en estado permanente con filtro funcional	123
Ilustración 47: Red de flujo con NAP en estado permanente con filtro disfuncional .....	124
Ilustración 48: Red de flujo con NAE en estado permanente con filtro funcional	125
Ilustración 49: Red de flujo con NAE en estado permanente con filtro disfuncional .....	126
Ilustración 50: Estabilidad del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al MNN .....	128
Ilustración 51: Estabilidad del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al NAP .....	129

Ilustración 52: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al NAE .....	130
Ilustración 53: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas arriba ante desembalse instantáneo crítico .....	131
Ilustración 54: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas arriba ante desembalse instantáneo crítico en condiciones de filtro disfuncional.....	132
Ilustración 55: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al NAE en condiciones de filtro disfuncional.....	133
Ilustración 56: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas arriba ante desembalse instantáneo crítico en condiciones de filtro disfuncional.....	135
Ilustración 57: Discretización del talud .....	137
Ilustración 58: Discretización del talud .....	138
Ilustración 59: Discretización del talud .....	139
Ilustración 60: Discretización del talud .....	140
Ilustración 61: Discretización del talud .....	141
Ilustración 62: Discretización del talud .....	142
Ilustración 63: Discretización del talud .....	143
Ilustración 64: Resultados de iteración del factor de seguridad de Bishop .....	145
Ilustración 65: Resultados de iteración del factor de seguridad de Bishop .....	146
Ilustración 66: Resultados de iteración del factor de seguridad de Bishop .....	147
Ilustración 67: Diagrama de polos .....	155
Ilustración 68: Perfiles ISRM de rugosidad estándar.....	157
Ilustración 69: Perfiles de discontinuidad propuestos por Barton y Choubey.....	158
Ilustración 70: Discontinuidades clasificadas con perfiles de Barton.....	159
Ilustración 71: Diagrama de rosetas.....	163
Ilustración 72: Diagrama de los tipos de discontinuidades.....	173
Ilustración 73: Definición del RQD a partir de registros de sondeos .....	176
Ilustración 74: Gráfico original de Hoek para determinar el GSI.....	179
Ilustración 75: Gráfico corregido de Hoek para determinar el GSI .....	180
Ilustración 76: Gráfica para obtener GSI para macizos en Flysch.....	181
Ilustración 77: Ensayo de resistencia al corte en discontinuidades.....	192

Ilustración 78: Ensayo in situ de resistencia al corte en discontinuidades. ....	193
Ilustración 79: Tipos de filtros - drenes.....	200
Ilustración 80: Esquema de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USSCS (1994). ....	202
Ilustración 81: Esquema de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USACE (2004). ....	203
Ilustración 82: Esquema de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USBR (2011).....	204
Ilustración 83: Modos de fallo principales en presas de tierra. ....	218
Ilustración 84: Metodología de Ejecución de Investigaciones de Campo.....	226
Ilustración 85: Caja de testigos geotécnicos. ....	231
Ilustración 86: Mecánica del método de refracción sísmica. ....	232
Ilustración 87: Ciclo de las rocas.....	234
Ilustración 88: Perfiles de meteorización según diferentes autores.....	236

## **1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES**

## **1.1. Introducción**

Las estructuras de presas a lo largo de la historia han demostrado como impactan positivamente en el desarrollo socioeconómico de la nación que las implementa, pues permiten administrar y obtener beneficios de los recursos hídricos presentes. El impacto de las presas en la economía de un país es tal que se puede relacionar directamente la cantidad de presas existentes, con el PIB e índice de desarrollo humano.

Estas estructuras tienen diversos usos y beneficios, por ejemplo: generar potencia para la operación de plantas hidroeléctricas, disponer un embalse para ser utilizado como suministro de agua potable o riego para cultivos, recargar acuíferos, entre otros.

En cuanto a características estructurales se pueden clasificar las presas en dos grandes aspectos: presas rígidas y no rígidas. Las presas de tierra son presas no rígidas, ya que se construyen empleando geomateriales como arcillas, arenas, gravas, rocas. Entre algunos de los tipos de presas de tierra se encuentran las presas homogéneas, presas zonadas, presas núcleo y presas pantalla.

Este trabajo monográfico tiene como fin elaborar un documento teórico-práctico que pueda servir como referencia para estudiantes y profesionales interesados en introducirse en el diseño geotécnico de presas de tierra.



## 1.2. Antecedentes

Las presas han despertado el interés del ser humano desde tiempos de antaño. En la historia de la humanidad, las presas fueron pensadas en un inicio para la mitigación de inundaciones, y estas estructuras han demostrado un desempeño satisfactorio controlando estos fenómenos. En la actualidad su uso no solo se limita al control de avenidas pues han sido adaptadas para aportar muchos otros beneficios a la sociedad.

La presa más antigua documentada en la historia de la humanidad fue la presa de Sadd el-Kafara, construida aproximadamente en el año 2,600 A.C. ubicada en El Cairo, Egipto. Su estructura es muy similar a la estructura típica de las presas más modernas, esto debido a que los principios experimentales en la construcción de presas en la antigüedad han sido la base para los principios de diseño de las presas en la actualidad.

En un origen, el diseño de presas y embalses era una materia de índole totalmente empírica debido al poco conocimiento de la mecánica de suelos y entendimiento de los modelos de comportamiento de estas estructuras. Los primeros aportes científicos a la mecánica de suelos relacionado al diseño de presas se remontan a mediados del siglo XIX, aportados por el ingeniero francés Henri Philibert Gaspard Darcy (1803–1858). El ingeniero Henri Darcy (1856) publicó un estudio llamado “Exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau” donde estudió la permeabilidad en filtros de arena. En base a los estudios realizados, Darcy definió el término de Coeficiente de permeabilidad. Darcy demostró que el caudal es proporcional a la pérdida de carga e inversamente proporcional a la longitud del lecho de arena y proporcional al área de la sección y a un coeficiente que depende de las características del material. Estos estudios han sido de enorme utilidad en la ingeniería geotécnica, así mismo en la ingeniería de presas (Das, 2009).

Años más tarde, los estudios del ingeniero mecánico checo Karl Von Terzaghi revolucionaron por completo los conceptos que se tenían establecidos en la mecánica de suelos hasta la época. Karl Terzaghi sin duda dio origen a una nueva era en el desarrollo de la mecánica de suelos. En su obra *Theoretical Soil Mechanics*

(Terzaghi, 1943) popularizó el término de redes de flujos presentándose un modelo de tablestacas, planteándose una solución gráfica a la ecuación de Laplace. Además presentó modelos de comportamiento de las redes de flujo para contextos más reales, tales como: filtración a través de presas de concreto, a través de presas de tierra, y otros (Terzaghi, Theoretical Soil Mechanics, 1943, pág. 242) .

Años posteriores se publica la obra Soil Mechanics in Engineering Practice (Terzaghi & Peck, 1948) con modelos prácticos de algunos tipos de presas y casos de estudio de la ingeniería de presas. Posterior a las obras mencionadas se pueden resaltar algunas obras conocidas que dieron forma a la ingeniería de presas tal y como la conocemos hoy, entre ellas: Embankment-Dam Engineering (Casagrande, 1973), Geotechnical Engineering of Embankment Dams (Fell, MacGregor, & Stapledon, Geotechnical Engineering of Embankment Dams , 1992), Ingeniería de Presas (Suárez, 1982), entre otros.

En Nicaragua se han realizado algunos proyectos de presas, por ejemplo: Embalse Las Canoas (Teustepe, Boaco), Planta Hidroeléctrica Centroamérica (Jinotega), Planta Hidroeléctrica Larreynaga (Jinotega), Planta Hidroeléctrica Carlos Fonseca (Matagalpa), etc. También hubo algunos proyectos fallidos en el país, pues nunca se llevaron a cabo. Ejemplo de esto es el proyecto de la hidroeléctrica Tumarín.

### **1.3. Justificación**

Nicaragua es un país en vías de desarrollo, contexto en el que surgen nuevos retos cada vez más complejos, que requieren soluciones más complejas y eficientes. Las presas son proyectos que permiten administrar el recurso hídrico en pro del desarrollo económico, social y tecnológico.

Durante mucho tiempo en Nicaragua se ha optado por permitir que proyectos de gran magnitud en este rubro fuesen ejecutados por personal extranjero, por la falta de conocimiento y dominio de la materia. Por tanto, la próxima generación de ingenieros debe estar mucho mejor capacitada en temas como el diseño de presas de tierra para poder enfrentar los desafíos que han de surgir.

En Nicaragua, la necesidad de estas obras civiles se hace más y más evidente. Con este trabajo monográfico se pretende desarrollar una guía que encamine a la generación emergente de ingenieros civiles nicaragüenses a un entendimiento más amplio del tema. Una guía metodológica para el diseño de presas de tierra permitirá a estudiantes y a profesionales, introducirse en el campo del diseño de estas magníficas obras de derivación, y demostrar el indiscutible protagonismo que estas tendrán en la sostenibilidad del país.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo General:**

- Elaborar una guía metodológica para describir de forma sistemática la aplicación de la mecánica de suelos en los procedimientos de diseño de una presa de tierra, y explicar las etapas de ejecución que conciernen a este tipo de obras.

### **1.4.2. Objetivos Específicos:**

- Recopilar los procedimientos y consideraciones técnicas que implica cada etapa de un proyecto de presas de tierra.
- Organizar la información recopilada en un documento explícito orientado a estudiantes y/o profesionales interesados en la materia.
- Desarrollar un ejemplo hipotético de diseño de una presa de tierra a lo largo de todo el documento con la intención de que el lector entienda la aplicación de la teoría a la práctica.

## **1.5. Marco teórico**

### **1.5.1. La presa**

Las presas o represas son obras civiles construidas con materiales como hormigón, mampostería, tierra o escollera. Su fin es almacenar el agua en el cauce fluvial del río que se interrumpe para posteriormente darle diferentes usos.

### **1.5.2. Clasificación de las presas según tamaño**

Las presas pueden clasificarse como pequeñas, grandes y únicas (Amin Shah, 2017).

#### **▪ Presas pequeñas**

El Buró de Reclamación de Estados Unidos (USBR) define una presa pequeña aquella cuya altura máxima es menor a 15 m (50 pies).

#### **▪ Presas grandes**

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) define la presa grande como una presa que sigue una o más de las siguientes condiciones.

- Altura de la presa mayor o igual a 15 metros (50 pies) medida desde la porción más baja del área general de los cimientos hasta la cresta.
- Una altura de presa de 10-15 m, pero tiene al menos una de las siguientes características:
  - Cresta de presa de más de 500 m de longitud.
  - Capacidad del embalse resultante más de 1 millón de metros cúbicos.
  - Descarga máxima de inundación de más de  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $70,000 \text{ pies}^3/\text{s}$ ).
  - La presa tiene problemas de cimentación especialmente difíciles.
  - La presa es de diseño inusual.

#### **▪ Presas únicas**

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) definen que aquellas presas que superan los 100 m de altura se consideran únicas.

### **1.5.3. Clasificación de las presas según diseño**

Las presas pueden ser diseñadas de diferentes formas y con distintos materiales, y el decidir qué tipo de presa necesita un proyecto depende de una serie de

parámetros técnicos y financieros que se formulan en la etapa de prefactibilidad y se definen en la etapa de factibilidad.

Cuando se define la presa más adecuada para el proyecto, el equipo técnico se ve en la situación de enfrentar los retos y complejidades que es el diseño y la construcción de la presa seleccionada que trae consigo, pues cada caso es diferente. A continuación, se presentan los tipos de presas que más se utilizan en la actualidad. Se clasifican de la siguiente manera por tipo de material y por su comportamiento estructural.

- **Presas de tierra**

Son presas de tierra aquellos cuyos materiales provistos por la naturaleza no sufren ningún proceso químico de transformación, siendo tratados y colocados mediante procedimientos de compactación propios de la mecánica de suelos. En su composición intervienen, piedras, gravas, arenas, limos y arcillas, siendo denominadas como presas de escollera cuando más del 50 % del material está compuesto por piedra y presas de tierra cuando son materiales de granulometrías más pequeñas (Organismo regulador de seguridad de presas de Argentina, 2006).

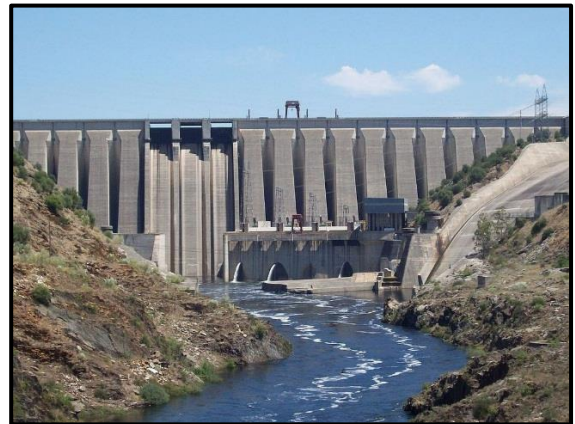
**Ilustración 1: Presa de tierra (Presa de Nurek. Tayikistán).**



Fuente:

<https://megaconstrucciones.net/?construccion=presa-nurek>

**Ilustración 2: Presa de contrafuertes (Presa de Alcántara. Cáceres, España).**



Fuente:

<https://www.embalses.net/pantano-1003-alcantara.html>

- **Presas de contrafuertes**

Son presas de tipo aligerada conformadas a partir de elementos verticales independientes llamados contrafuertes, con secciones horizontales en forma de

simple o doble "T", con las cabezas reforzadas y con una forma que permite la correcta transmisión de esfuerzos, para resistir el empuje del muro aguas arriba de la cortina de estanqueidad (Ministerio Español de Cultura y Deporte).

#### ▪ **Presas de gravedad**

Son presas que tienen un esquema estructural de carácter bidimensional. Como elemento de construcción se utilizan materiales fabricados (hormigón, mampostería). En las presas de gravedad las acciones de vuelco y deslizamiento sobre los cimientos, debidas al empuje del agua, son contrarrestadas por el propio peso de la presa. La sección suele tener forma triangular o trapezoidal (Ministerio Español de Cultura y Deporte.)

**Ilustración 3: Presa de gravedad (Presa Grande Dixence. Cantón de Valais, Suiza).**



Fuente:

<https://megaconstrucciones.net/?construccion=presa-grande-dixence>

**Ilustración 4: Presa bóveda (Presa Gordon. Tasmania, Australia).**



Fuente:

<https://megaconstrucciones.net/?construccion=presa-gordon>

#### ▪ **Presas bóveda**

Basadas en el concepto de antifunicular, este tipo de presas resisten por su forma. El arco resulta ser antifunicular de la carga radial repartida uniformemente, es decir, un arco sometido a este tipo de cargas trabaja únicamente a compresión. Dicho arco transmite esos esfuerzos de compresión a los estribos de la cerrada, por lo que estos deben tener gran resistencia (Más Que Ingeniería, 2016).

#### ▪ **Otros tipos de presas**

- **Presas arco – gravedad**



Son presas donde el empuje es soportado en parte por el peso propio de la presa y parte por el efecto arco de su directriz, siempre que se pueda asegurar el contacto entre todos los bloques (Florez, 2018).

- **Presas de bóvedas múltiples**

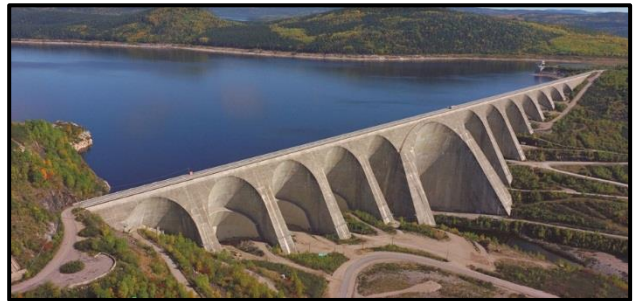
Están formadas por elementos curvos unidos por tímpanos o diafragmas que funcionan como contrafuertes (Florez, 2018).

**Ilustración 5: Presa arco-gravedad (Presa Hoover. Nevada, USA).**



Fuente: <https://ingeoexpert.com/2021/02/03/la-presa-hoover-su-altura-y-su-construccion/>

**Ilustración 6: Presa de bóvedas múltiples (Presa Daniel-Johnson. Quebec, Canadá).**



Fuente: [https://www.aggregatte.com/data\\_users/339/78302-050-32E3C660.jpg](https://www.aggregatte.com/data_users/339/78302-050-32E3C660.jpg)

- **Presas combinadas**

Presas combinadas o mixtas son presas cuyo cuerpo de presa puede variar en el diseño a lo largo de la coronación, esto por limitaciones técnicas o económicas.

**Ilustración 7: Presa combinada (Presa de Almendra. Castilla y León, España).**



Fuente: [https://es.wikipedia.org/wiki/Presa\\_de\\_Almendra](https://es.wikipedia.org/wiki/Presa_de_Almendra)



## 1.5.4. El cuerpo de las presas de tierra

### ▪ Elementos de las presas de tierra.

En la siguiente tabla se presentan los elementos que constituyen el cuerpo de las presas de tierra. Esta tabla tiene una codificación por zona, para indicar en las gráficas posteriores, dichas partes en los diferentes tipos de presas de tierra.

**Tabla 1: Elementos de la presa de tierra**

Descripción y funciones

<u>Zona</u>	<u>Descripción</u>	<u>Función</u>
1	Núcleo impermeable	Controla la filtración a través de la presa
2A	Filtro	(a) Controla efectos de erosión en la Zona 1 por filtración. (b) Controla la erosión en el cimientado de la presa (filtro horizontal). (c) Alivia la presión intersticial en el espaldón de aguas abajo al drenar el agua que se filtra en el cuerpo de la presa (filtro vertical).
2B	Dren	(a) Controla la erosión en la Zona 2A hacia el interior del espaldón de escollera. (b) Desaloja el agua que se recolecta de los filtros verticales u horizontales.
2C	(i) Filtro aguas arriba del núcleo	Controla la erosión de la Zona 1 hacia el interior del espaldón de escollera aguas arriba del núcleo.
	(ii) Filtro debajo de paramento de escollera rip-rap	Controla la erosión de la Zona 1 a través del paramento de escollera.
2D	Capa de regularización (filtro de transición)	Provee un soporte uniforme a la pantalla de concreto; limita la filtración en caso que la pantalla presente una fisura o una junta abierta.
2E	Capa de regularización (dren de transición)	Provee un soporte uniforme a la pantalla de concreto. Previene la erosión de la Zona 2D hacia el interior del espaldón de escollera en el caso que se de una fuga en la pantalla.
1-3	Escollera semidrenante	Brinda estabilidad al cuerpo de la presa y puede controlar en cierta manera los efectos de erosión.
3A	Escollera	Brinda estabilidad al cuerpo de la presa y permite drenar el agua infiltrada a través y por debajo del cuerpo de la presa. Previene erosión en la Zona 2B hacia la capa de escollera gruesa.

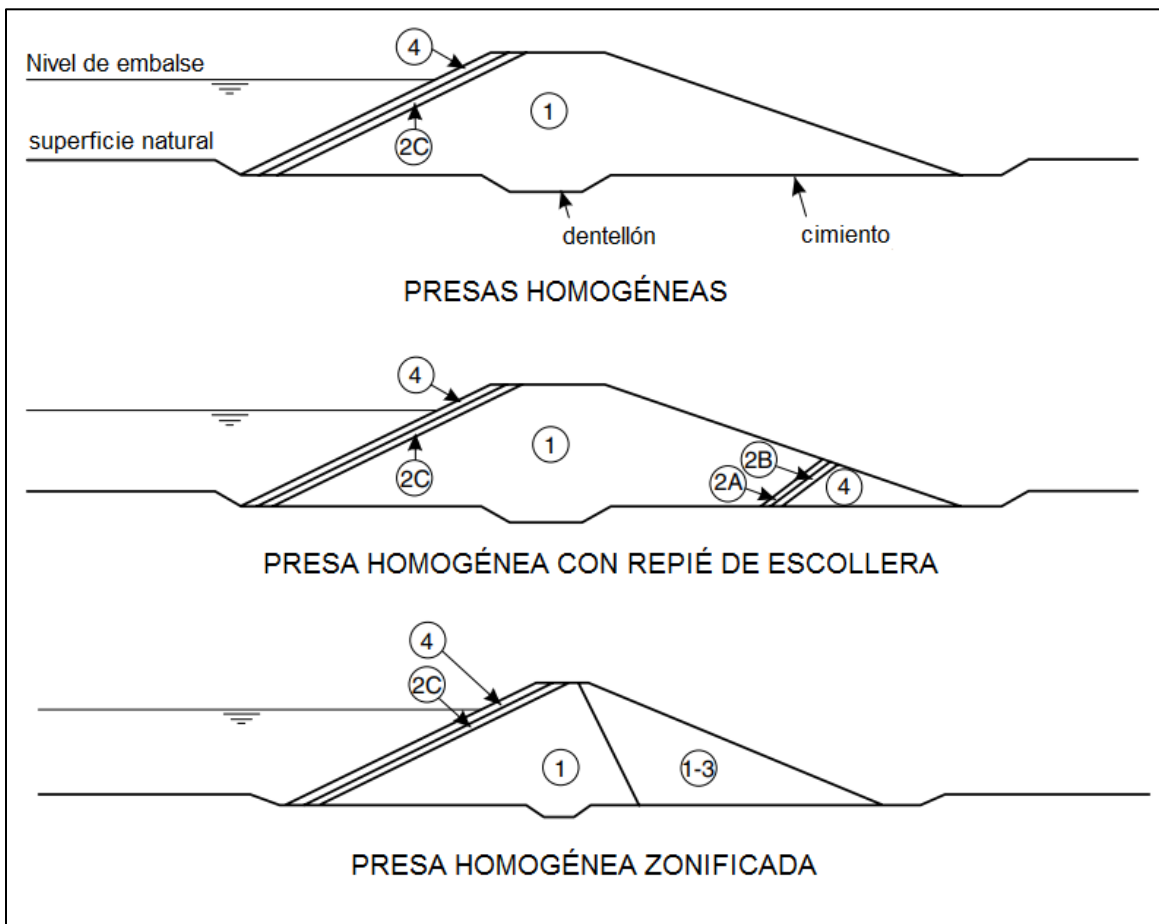
3B	Escollera gruesa	Brinda estabilidad al cuerpo de la presa y permite drenar el agua infiltrada a través y por debajo del cuerpo de la presa.
4	Paramento de escollera rip-rap.	Previene la erosión en el paramento de aguas arriba debido al efecto de oleaje, y puede ser utilizado para controlar la erosión en el pie aguas abajo debido al remanso que provoca el desagüe del aliviadero.

Fuente: (Fell, MacGregor, Stapledon, & Bell, *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*. Rotterdam: A. A. Balkema., 2011).

▪ **Presas homogéneas**

En el caso de las presas homogéneas, el cuerpo completo de la presa es parte del núcleo impermeable. Las presas zonificadas o zonadas son parte de las presas homogéneas. Este tipo de presas raramente sobrepasan los 50 metros de altura.

**Ilustración 8: Algunos esquemas de presas homogéneas.**



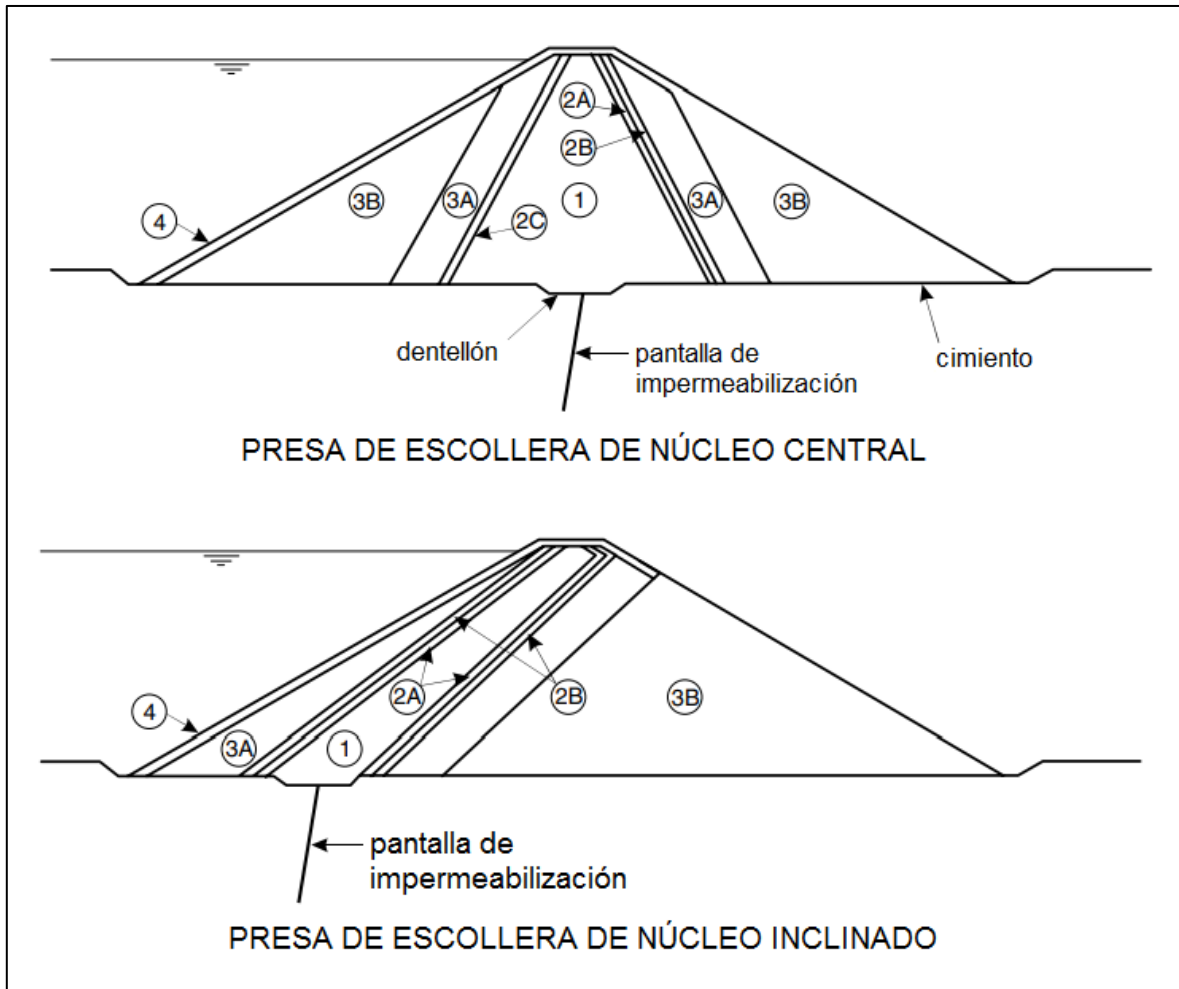
Nota: La nomenclatura de este esquema se encuentra en la Tabla 1.

Fuente: Fell R. et al. (2011). *Geotechnical Engineering of Dams*. Leiden, Netherlands. A.A. Balkema.

- **Presas de escollera**

En el caso de las presas de escollera, el cuerpo es integrado por un núcleo impermeable junto con espaldones de escollera. Se ha visto que las alturas de estas presas pueden sobrepasar los 100 metros incluso, pues los espaldones de escollera funcionan como medios de estabilización del núcleo impermeable. Se muestran algunos tipos a continuación.

**Ilustración 9: Algunos esquemas de presas de escollera.**



Nota: La nomenclatura de este esquema se encuentra en la Tabla 1.

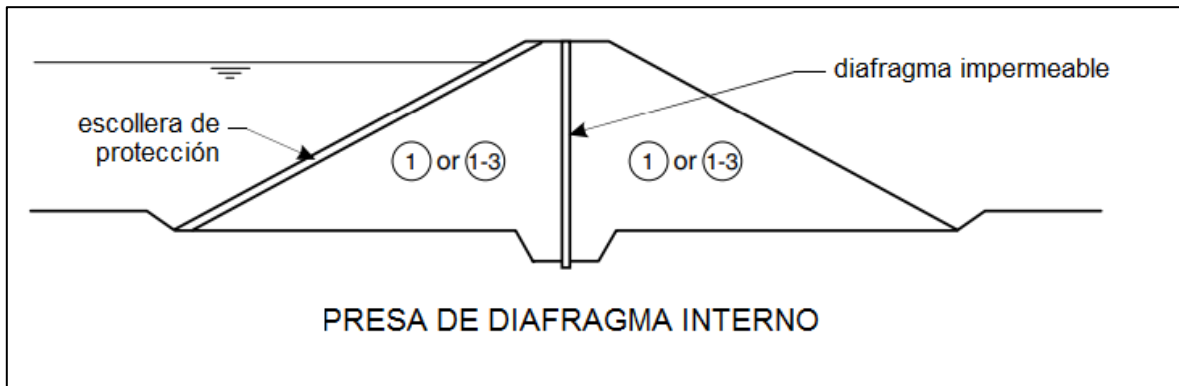
Fuente: Fell R. et al. (2011). *Geotechnical Engineering of Dams*. Leiden, Netherlands. A.A. Balkema.

- **Presas de diafragma interno**

En el caso de las presas de diafragma interno, el cuerpo es hecho completo de escollera, pero tiene una pantalla dentro del cuerpo hecho de un material impermeable. El material más común por su flexibilidad es el concreto bituminoso,

raras veces se encuentran presas con diafragma interno de concreto con una altura mayor a 20 metros.

**Ilustración 10: Esquema de presa de diafragma interno.**



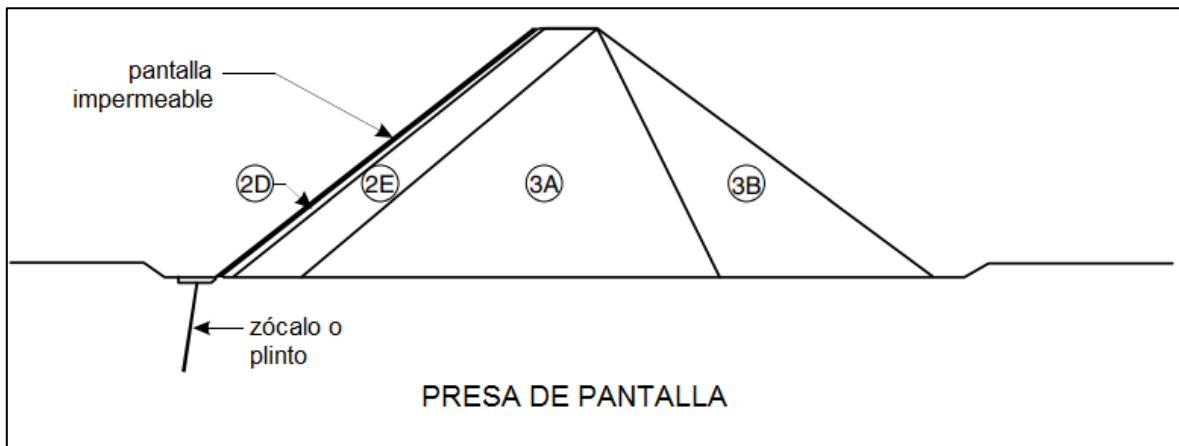
Nota: La nomenclatura de este esquema se encuentra en la Tabla 1.

Fuente: Fell R. et al. (2011). *Geotechnical Engineering of Dams*. Leiden, Netherlands. A.A. Balkema.

#### ▪ Presas de pantalla

En el caso de las presas de pantalla, el cuerpo es hecho completo de esollera, pero tiene una pantalla de material impermeable en el paramento de aguas arriba. El material más común por su flexibilidad es el concreto bituminoso, raras veces se encuentran presas con pantallas de concreto por las relativamente altas deformaciones que se dan en presas de tierra.

**Ilustración 11: Esquema de presa de pantalla**



Nota: La nomenclatura de este esquema se encuentra en la Tabla 1.

Fuente: Fell R. et al. (2011). *Geotechnical Engineering of Dams*. Leiden, Netherlands. A.A. Balkema.

### 1.5.5. El embalse

Gran depósito que se forma artificialmente, por lo común cerrando la boca de una valla mediante un dique o presa, y en que se almacena las aguas de un río o arroyo, a fin de utilizarse en el riego de un terreno, en el abastecimiento de agua para la población, en la producción de energía hidroeléctrica.

#### ▪ Elementos del embalse

Las definiciones que se dan a continuación fueron tomadas del libro *Ingeniería de Presas: Obras de Toma, descarga y desviación* (Suárez Villar, 1982):

##### ○ Vaso:

Es la parte del valle que al inundarse contiene el agua embalsada.

##### ○ Volúmenes característicos

- **Volumen activo:** Volumen del embalse por encima del almacenamiento inactivo, que se puede utilizar para generación de energía, riego, abastecimiento, etc. No comprende el volumen de laminación.
  - **Volumen inactivo:** Volumen del embalse por encima del almacenamiento muerto que no es utilizado en la explotación normal de la presa.
  - **Volumen muerto:** Volumen de agua y/o sedimento almacenado por debajo de la toma o descarga más baja, y que no puede ser extraído del embalse por gravedad (no confundir con el volumen de sedimentos).
  - **Volumen de sedimentos:** Volumen destinado para almacenar los sedimentos estimados para la vida útil de la presa.
  - **Volumen de laminación:** Es el volumen comprendido en el borde libre de la estructura, por encima del almacenamiento activo. Este volumen, como su nombre indica, se utiliza para reducir el caudal vertido en las avenidas, para limitar los daños aguas abajo.
  - **Volumen total:** Suma de los volúmenes activo, inactivo y muerto en un embalse.
- ##### ○ Niveles característicos:
- **Nivel Máximo Normal:** Nivel del agua cuando el embalse está lleno y en explotación normal.

- **Nivel de Avenida de Proyecto:** Nivel máximo del agua provisto en el estudio hidrológico para el diseño de la presa y el aliviadero.
- **Nivel de Avenida Extrema:** Nivel máximo del agua provisto en el estudio hidrológico para el diseño de la presa y el aliviadero en condiciones extremas.
- **Nivel mínimo de operación:** Nivel más bajo hasta el cual puede descender el embalse y aún seguir prestando los servicios funcionales provistos.
- **Nivel muerto:** Nivel mínimo hasta donde puede vaciarse el embalse (toma o descarga más baja), por gravedad.

### 1.5.6. Marco conceptual

- **Red de flujo:** Una red de flujo para un medio isométrico es una red de líneas de flujo y líneas equipotenciales que se cruzan en ángulos rectos entre sí.
- **Línea de flujo:** El camino que sigue una partícula de agua en su curso de filtración a través de una masa de suelo saturada.
- **Las líneas equipotenciales:** Son líneas que se cruzan con las líneas de flujo en ángulo recto. En todos los puntos a lo largo de una línea equipotencial, el agua se elevaría en tubos piezométricos a la misma elevación conocida como la cabeza piezométrica.
- **Modelo geotécnico de comportamiento:** Modelo de información que permite comprender mejor las condiciones reinantes en un determinado lugar, además de identificar los principales problemas geotécnicos y hacer más realista la estimación de propiedades del suelo
- **Paramentos:** Es cada una de las caras del cuerpo de la presa. Dicha palabra se puede sustituir con taludes.
- **Espaldones:** Zona de la presa de escollera que confina el núcleo impermeable.
- **Litología:** La litología es la parte de la geología que estudia las características de las rocas que aparecen constituyendo una determinada formación geológica, es decir una unidad litostratigráfica, en la superficie del territorio, o también la caracterización de las rocas de una muestra concreta.
- **Macizo rocoso:** es un medio discontinuo, anisótropo y heterogéneo conformado en conjunto tanto por bloques de matriz rocosa y distintos tipos de discontinuidades que afectan al medio rocoso.

- **Matriz rocosa:** Material rocoso exento de discontinuidades o los bloques de “roca intacta” que quedan entre ellas.
- **Discontinuidades:** Son estructuras geológicas que independizan o separan los bloques de matriz rocosa en el macizo rocoso. Son resultado de procesos de formación, alteración y/o meteorización. Las estructuras geológicas a considerar son los planos de estratificación (estructuras geológicas primarias) y las diaclasas (estructuras geológicas secundarias), fracturas que generalmente se forman en familias con propiedades y características similares.
- **Singularidades geológicas:** Se refiere a estructuras geológicas secundarias resultado meramente de procesos de deformación de la roca. Las singularidades que más se consideran son los pliegues, clivajes y fallas. Requieren especial estudio.
- **Erosión interna:** La erosión interna es la formación de huecos dentro de un suelo causados por la eliminación de material por filtración. La *sufusión*, la *tubificación* y el *sifonamiento* son modos de fallo por erosión interna.

### 1.5.7. Diagrama de flujo del diseño de presas

Con el propósito de aclarar dudas que puedan surgir sobre el proceso de diseño de las presas de tierra, a continuación se presenta un flujograma con cada una de las etapas implicadas en el diseño.

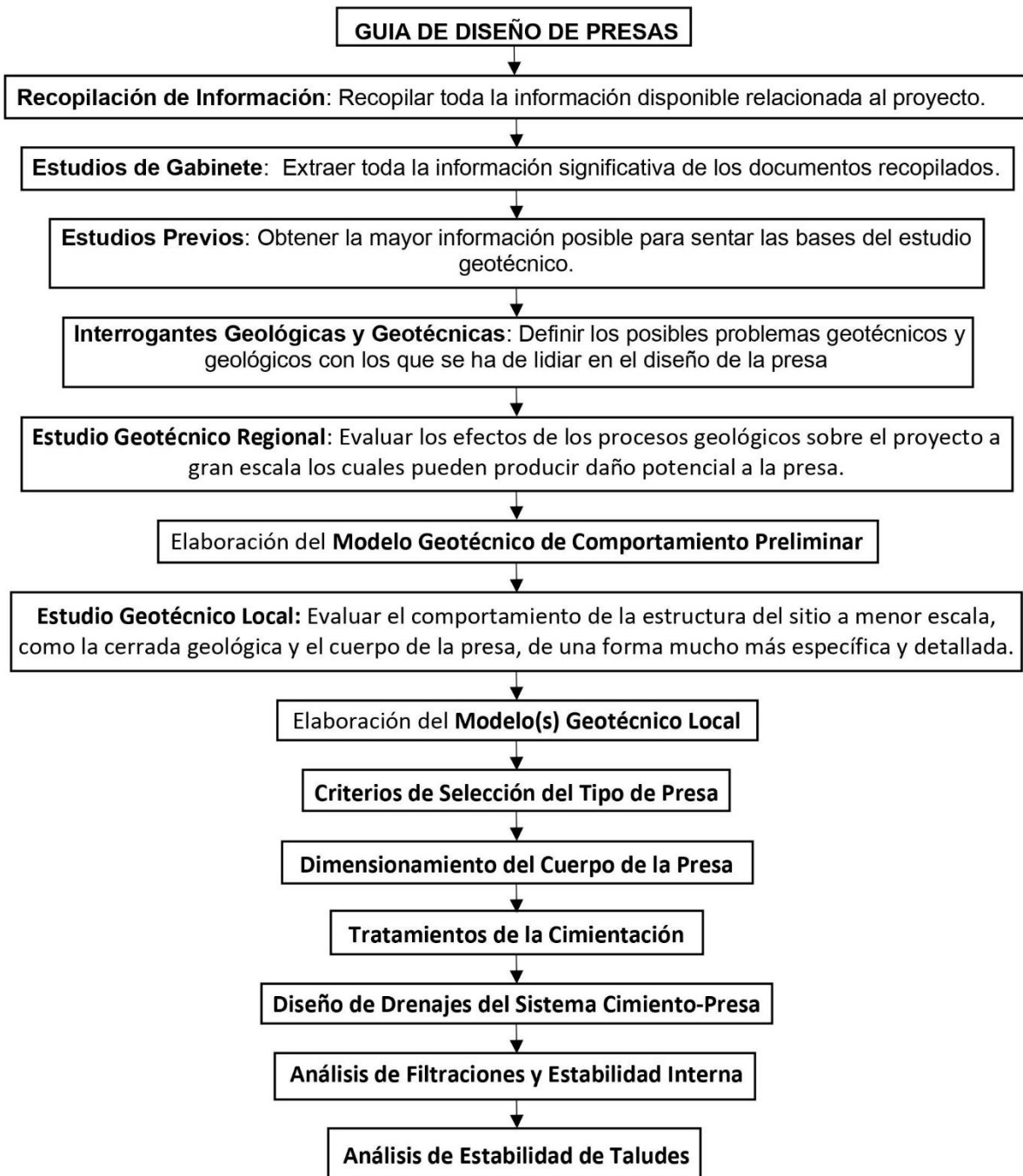
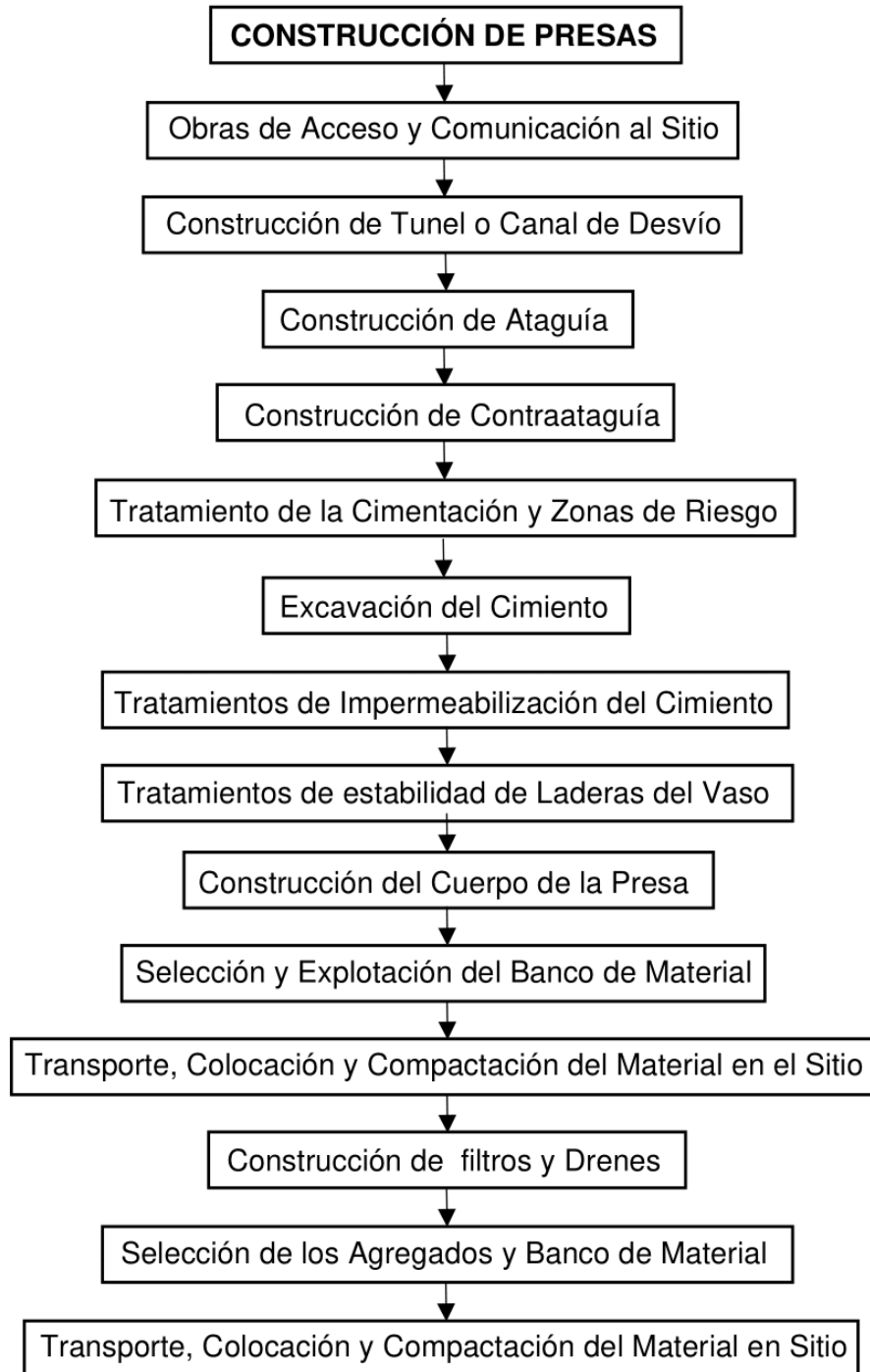


Ilustración 12: Flujograma resumido para el diseño de presas de tierra.  
Fuente: Elaboración propia.



### 1.5.8. Diagrama de flujo de construcción de presas

Con el propósito de aclarar dudas que puedan surgir, a continuación se presenta un flujograma resumido sobre el proceso constructivo de las presas de tierra.



**Ilustración 13: Flujograma resumido sobre el proceso constructivo de las presas de tierra.**  
Fuente: Elaboración propia.

## **2. CAPÍTULO II: INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y ESTUDIOS GEOLÓGICOS.**

## 2.1. Recopilación de información

Esta etapa trata sobre recopilar toda la información disponible relacionada al proyecto. Entender qué información debemos buscar y dónde buscarla.

### 2.1.1. Recursos existentes

Antes de incurrir en cualquier costo relacionados a levantamiento topográficos y estudios geológicos-geofísico del sitio de interés, se debe determinar los documentos disponibles en las diferentes instituciones públicas y la información significativa que se puede extraer de los mismos.

En la siguiente tabla se mencionan ciertos documentos que se encuentran disponibles y son relativamente accesibles de adquirir aquí en Nicaragua:

**Tabla 2: Documentos existentes de acceso público**

<u>Documento</u>	<u>Disponibilidad</u>		<u>Escala</u>
Mapas Topográficos (1984)	INETER	Todo el país	1:50000
Mapas Topográficos (2004)	INETER	Pacífico	1:50000
Mapa Geológico Minero	INETER	Todo el país	(1)
Mapas Geológicos Base	INETER	(1)	(1)
Mapas Geológicos del Servicio Checo (1998)	INETER	Pacífico y corredor seco	1:50000
Mapas Hidrológicos	INETER	(1)	(1)
Mapas Edafológicos	INETER	Pacífico y corredor seco	1:20,000
Mapas de Fallas Geológicas	INETER	Managua	1:25000
Mapa de Amenazas Sísmicas (1999)	INETER	Todo el país	1:150000
Informes de riesgo sísmico por fallamiento geológico superficial	INETER	(2)	(2)
Fotografías Aéreas (2004)	INETER	Pacífico	1:25000 1:40000

(1) Disponibilidad desconocida. No se obtuvo dicha información. (2) Disponibilidad variable. Se pueden encontrar principalmente para el casco urbano de Managua. Fuente: Elaboración propia.

## 2.2. Estudios de Gabinete.

Este apartado trata sobre la información significativa que se puede extraer de los documentos recopilados.

### **2.2.1. Mapas topográficos**

El manejo del mapa topográfico permite cuantificar distancias, superficies y volúmenes, aspectos que permiten aplicaciones como ubicar el agua que almacenará un embalse, o el volumen de tierra que hay que mover a la hora de la excavación del cimiento. También, a partir de un mapa de curvas de nivel es de simple rutina el obtener un mapa de pendientes que nos permita valorar riesgos geológicos como el grado de erosión del suelo o la probabilidad que se produzca un deslizamiento del terreno, dependiendo del tipo de material.

De un mapa topográfico completo puede extraerse la información altimétrica (curvas de nivel, pendientes, etc.), la información planimétrica (escala, coordenadas, elevaciones, etc.) y la información toponímica necesaria para su correcta interpretación.

### **2.2.2. Mapas Geológicos**

Un mapa geológico es la representación en dos dimensiones de la intersección de los diferentes elementos geológicos con la superficie terrestre. La base de un mapa geológico siempre debe ser un mapa topográfico. Por lo tanto, las proyecciones, escalas y coordenadas utilizadas en los mapas geológicos son las mismas que se utilizan en los mapas topográficos.

La información geológica presente en un mapa debe permitirnos interpretar la geología en el espacio (geología estructural y litología) y en el tiempo (Historia geológica). Por todo ello, la información geológica que debe presentar un mapa se estructura en tres elementos:

- Estructura geológica de los macizos rocosos y singularidades.
- Zonificación y microzonificación litológica de las rocas y suelos.
- Edad geológica de los macizos rocosos.

Existen mapas geológicos que ofrecen información más específica, como lo son mapas sísmicos, mapas de riesgos geológicos, mapas geomorfológicos, mapas

litológicos, etc. Es importante recalcar que la escala de dichos mapas es lo que definirá la cantidad de la información presente en ellos.

### **2.2.3. Fotografías aéreas e imágenes satelitales**

Las fotos aéreas permiten un estudio tridimensional directo del relieve, haciendo que no sea necesario recurrir a una abstracción de información altimétrica mediante curvas de nivel. Utilizando la visión estereoscópica disponemos de una herramienta que nos permite observar un paisaje en tres dimensiones como si fuera una maqueta.

Desde la perspectiva de la geología, la interpretación fotográfica nos permite definir los principales aspectos: geomorfología, litología, y posibles estructuras geológicas. La correcta interpretación de estas fuentes de información es clave para definir dichas estructuras geológicas de mayor importancia, además de permitir zonificar la morfología y litología del sitio en estudio.

### **2.2.4. Informes de zonificación geológico por fallamiento superficial.**

El motivo del Estudio de Zonificación Geológico por Falla Superficial es prevenir y mitigar el peligro sísmico local, y toda obra civil de moderada a crítica importancia lo requiere. Estos estudios son regulados en Nicaragua por INETER por medio de la Guía Técnica para la Elaboración de Estudio de Zonificación Geológica por Falla Superficial en el Municipio de Managua y Obtención de su Aval (2014).

Este estudio consiste en la observación y descripción directa de excavaciones, cortes geológicos y afloramientos que conduzcan a la búsqueda de evidencia de fallas activas o susceptibles a ser fuentes de terremotos. Lo más importante es exponer la litología, relaciones estratigráficas y estructurales de la zona en estudio. La información que pueden obtenerse de estos informes es la siguiente:

- Zonificación geológica de macizos rocosos.
- Relaciones estratigráficas.
- Características de las estructuras geológicas.
- Riesgo sísmico.

### **2.2.5. Estudios geofísicos**

Los métodos de exploración geofísica permiten obtener información característica de los diferentes suelos y rocas que se puedan analizar en el alcance de la exploración. Entre la información que se puede obtener de los informes de estudios geofísicos está la velocidad de propagación de ondas, la resistividad eléctrica de los diferentes estratos, susceptibilidad magnética, presencia de agua en los suelos, etc.

Los métodos de exploración geofísica se dividen en cuatro tipos: métodos geoelectrónicos, métodos sísmicos, gravimetría y magnetometría.

### **2.2.6. Publicaciones Técnicas**

Existen publicaciones presentadas por instituciones gubernamentales, de las cuales pueden obtenerse información aplicable al diseño de presas. Algunas de estas publicaciones:

- Guías técnicas de seguridad de presas SPANCOLD (Guía n° 1 – Guía n° 9).
- Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07.
- Manual para la revisión de estudios geotécnicos MTI.
- Estudios geológicos de Woodward Clyde INETER.
- Manual de consideraciones Geotécnicas y Sísmicas de Taludes de JICA

Esto es tan solo algunos de los documentos disponibles acerca del diseño de presas. A lo largo del presente documento se hacen referencias y recomendaciones a publicaciones técnicas de consulta, para enriquecer la información presentada.

## **2.3. Estudios previos**

Estudios previos son todos los estudios de coste reducido, entendiéndose económicos respecto a otros ensayos de coste elevado, que puedan ejecutarse antes de iniciar la etapa de investigación del subsuelo del sitio de la presa. El fin de estos es obtener la mayor información posible para sentar las bases del estudio geotécnico.

### 2.3.1. Visitas de campo.

Las visitas de reconocimiento del sitio se llevan a cabo con el propósito de confirmar datos y conclusiones que surgen del estudio de gabinete. De forma particular, se busca:

- **Datos litológicos:** Verificar y complementar los datos litológicos indicados en los documentos existentes consultados.
- **Estructuras geológicas:** Señalar datos estructurales geológicos visibles durante un reconocimiento de campo como: fallas, pliegues, escarpes, etc.
- **Geomorfología:** Verificar las divisiones geomorfológicas identificadas en los documentos existentes consultados, y complementar sus descripciones.
- **Datos Hidrogeológicos:** Observar el nivel de agua freática en las exploraciones poco profundas que se lleven a cabo en la exploración.
- **Problemas geo ambientales:** Reconocer si hubo en el sitio actividades industriales como minería.
- **Accesos:** Determinar la ubicación de los accesos al sitio de la obra y la ubicación de cuerpos de agua.
- **Hablar con lugareños:** Obtener información relevante al hablar con las personas que viven en las zonas cercanas y conocen el sitio.

### 2.3.2. Exploración Geofísica preliminar

La exploración geofísica preliminar es clave pues permite obtener información de moderada fiabilidad de forma económica. Esta exploración tiene como objetivo:

- Entender el perfil estratigráfico del subsuelo del encaje de la presa.
- Estimar propiedades geo mecánicas de los diferentes estratos.
- Detectar anomalías en la estructura geológica.
- Identificar el nivel freático.

### 2.3.3. Ensayos In Situ de ejecución sencilla.

Durante la visita de reconocimiento se pueden llevar a cabo una serie de pruebas de campo sencillas, relativamente económicas, con un retorno significativo en

cuanto a información para el estudio geotécnico. Algunas de estas pruebas son el cono dinámico DCP y resistencia al corte por veleta.

#### **2.3.4. Exploraciones poco profundas.**

Las calicatas y sondeos manuales durante la visita de campo permiten:

- Conocer el perfil del terreno en los estratos más superficiales.
- Obtener muestras para posterior análisis en laboratorio que nos permitan conocer propiedades geotécnicas preliminares.
- Prever posibles problemas geotécnicos.

### **2.4. Estudios Geotécnicos.**

#### **2.4.1. Estudios Regionales.**

Esta información es necesaria para evaluar los efectos de los procesos geológicos sobre el proyecto a gran escala los cuales pueden producir daño potencial a la presa.

##### **▪ Actividades a realizar.**

- Examinación de los mapas, cortes y reportes geológicos existentes.
- Interpretación de imágenes satelitales y fotografías aéreas.
- Interpretación de reportes de estudios geofísicos en las zonas cercanas al proyecto.
- Determinar los objetivos de la investigación de campo.
- Reconocimiento de campo
  - Interpretar fotografías del terreno tomadas en el momento del reconocimiento de campo. Fotografías de paredes de excavaciones, fotografías de afloramientos rocosos, etc.
  - Reconocimiento de campo de las áreas en las que se tienen mapas geológicos, y trazado de nuevos mapas geológicos de áreas importantes de las que no se tiene información suficiente.

##### **▪ Objetivos a cumplir.**

- Proveer una mejor comprensión de la historia geológica del área del proyecto.  
Se recomienda identificar los siguientes aspectos:



- Procesos geológicos mayores. Los que tienen mayor potencial de causar daño en la estructura dado el contexto del sitio. Ej. Zonas de sedimentación, zonas de erosión, zonas de deslizamiento, etc.
  - Procesos geológicos activos o potencialmente activos. Ej. fallas activas, laderas inestables, etc.
  - Actividades de construcción o de operación del embalse que puedan causar anomalías sobre el comportamiento geológico del sitio. Ej. Excavaciones, explosiones, etc.
- Determinar la estratigrafía regional y estructuras geológicas.
  - Explicar la geomorfología del área del proyecto.
  - Resaltar características claves en sitios cercanos al área del proyecto. Por ejemplo: estructuras geológicas regionales, indicios de deslizamientos, afloramientos rocosos, etc.
  - Obtener una perspectiva clara de las condiciones de las aguas subterráneas.
  - Definir criterios de elección para la ubicación y testeo de potenciales bancos de materiales para el cuerpo de la presa.
  - Investigación de potenciales fuentes de materiales para la construcción de la presa.

#### **2.4.2. Estudios Locales.**

Esta información es necesaria para evaluar el comportamiento de la estructura del sitio a menor escala, es decir la cerrada geológica y el cuerpo de la presa, de una forma mucho más específica y detallada.

##### **▪ Actividades a realizar:**

- Elaboración de mapas geotécnicos.
- Estudio del macizo rocoso y las estructuras geológicas en la cerrada de la presa utilizando geología estructural y métodos de representación estereográfica.
- Aplicación de métodos geofísicos e interpretación de los resultados en la cerrada de la presa.

- Planificación, ejecución y supervisión técnica de la exploración del subsuelo; sondeos, calicatas, zanjas, etc.
- Registro de información de las exploraciones del subsuelo:
  - Descripciones y fotografías de los núcleos extraídos de las perforaciones.
  - Descripciones y fotografías del subsuelo expuesto en las excavaciones exploratorias.
  - Descripción del interior de las perforaciones por medio de fotografías, videos, etc.
- Ejecución de ensayos de campo y/o laboratorio para determinar las propiedades geotécnicas y geomecánicas de los suelos y rocas.
- Trazado de todos los datos geológicos y de ensayos, tan pronto como se obtengan, en planos, secciones y modelos geotécnicos.
- Diseño y análisis para evaluar el comportamiento de las estructuras propuestas y sus fundaciones, bajo condiciones de construcción y operación.
- **Objetivos a cumplir:**
  - Entender el desarrollo de la topografía del sitio a lo largo del espacio (geología local) y del tiempo (historia geológica).
  - Resaltar características claves en el área del proyecto. Por ejemplo: estructuras geológicas locales, indicios de deslizamientos en las laderas de la cerrada, materiales kársticos en el cimiento, etc. En sí, son características que no se resaltan en los estudios regionales ya que son mucho más específicas, pues se aplican a la cerrada de la presa.
  - Responder las interrogantes geotécnicas y geológicas del proyecto.

### **2.4.3. Interrogantes Geológicas.**

Las interrogantes geológicas son aquellas que surgen de entender el entorno geológico y su influencia sobre el diseño, la construcción y la operación de la presa. En la tabla siguiente se recopilan los procesos geológicos que más influencia tienen sobre el proyecto si estos se encuentran presentes en el sitio.

**Tabla 3: Interrogantes geológicas más comunes en un proyecto de presa**

Interrogantes geológicas (cerrada y vaso)

- Meteorización química de los suelos y/o rocas.
- Disolución y karstificación.
- Erosión por viento o agua (para el vaso).
- Depósitos de sedimentos (para el vaso).
- Creep, deslizamientos.
- Hundimientos (asentamientos excesivos).
- Presión intersticial y subpresiones.
- Cavidades o túneles hechas por animales (para el cuerpo de la presa).
- Crecimiento de la vegetación (para cuerpo de la presa).
- Descomposición orgánica (raíces de vegetación, y otros elementos orgánicos bajo el suelo).
- Sismicidad y efectos relacionados sobre fallas geológicas.
- Vulcanismo (historia geológica).
- Glaciación (historia geológica).

Fuente: (Fell, MacGregor, Stapledon, & Bell, Geotechnical Engineering of Embankment Dams . Rotterdam: A. A. Balkema., 2011)

#### **2.4.4. Interrogantes Geotécnicas.**

Las interrogantes geotécnicas son aquellas relacionadas al diseño, construcción y operación de la presa. En la tabla siguiente se enumeran las más importantes.

**Tabla 4: Interrogantes geotécnicas más comunes en un proyecto de presa**

Interrogantes geotécnicas

- Sobre los bancos de material para los siguientes propósitos:
  - Relleno de tierra.
  - Filtros.
  - Relleno de escollera.
  - Escollera de protección o Rip Rap.
  - Agregados de concreto.
  - Pavimentos.
- Sobre el embalse:
  - Estanqueidad (Impermeabilidad).
  - Estabilidad de laderas.
  - Flujos subterráneos.
  - Erosionabilidad de los suelos.
  - Acumulación de sedimentos.
- Sobre la presa:
  - Sitio.
  - Tipos de presas adecuadas para el sitio.

- 
- Profundidad de cimentación.
  - Excavaciones.
  - Alineamiento.
  - Permeabilidad, compresibilidad y erosionabilidad del cimientó.
  - Tratamientos del suelo del cimientó.
  - Métodos de construcción.
  - Estabilidad de la presa.
  - Sistemas de monitoreo a posteriori (auscultación).
  - Sobre los aliviaderos, obras de desviación del río, obras de toma y otras obras de desagüe:
    - Excavaciones para canales de desviación.
    - Canales de drenaje (desagües).
    - Ubicación de estructuras de toma (usualmente torres de toma).
    - Ubicación y tipos de aliviaderos.
    - Protección para la descarga del aliviadero.
  - Sobre túneles (si se utilizan túneles como obra de desviación).
    - Ubicación de los portales.
    - Alineamiento del túnel.
    - Excavaciones.
  - Sobre la sismicidad de la región
    - Terremoto de diseño
    - Normativas regionales de diseño sísmico

---

Fuente: (Fell, MacGregor, Stapledon, & Bell, Geotechnical Engineering of Embankment Dams . Rotterdam: A. A. Balkema., 2011)

## 2.5. Estudio Hidrológico

Para el dimensionamiento hidráulico de una gran variedad de estructuras de captación es preciso poder estimar hidrogramas de avenidas de diseño o al menos algunas de sus características (caudal punta o volumen de aportación). En el caso de las presas, los hidrogramas de avenida son necesarios para el dimensionamiento de los aliviaderos y el control de los resguardos de embalse. Es a través de los datos meteorológicos que se hace posible la estimación de los tiempos de llenado y vaciado del embalse.

Para la realización de cualquier estudio hidrológico de avenidas es necesaria la recopilación y análisis de datos hidrológicos y meteorológicos relacionados al sitio de la presa. Los datos hidrológicos incluyen registro de caudales acumulado procedente de estaciones de aforo de lectura continua o de valor máximo entre otra información a partir de los cuales se pueden determinar los hidrogramas

correspondientes (hidrograma avenida máxima probable, hidrograma de avenida de una frecuencia específica).

Los datos meteorológicos incluyen registro de precipitación, temperatura, viento y humedad relativa. Estos datos se obtienen de una red de estaciones meteorológicas. El procedimiento para el estudio hidrológico de presas sobrepasa al contenido de esta guía.

### **3. CAPÍTULO III: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA**

### **3.1. Elaboración del modelo geotécnico de comportamiento**

Para la elaboración de un modelo geotécnico se necesita unir la información espacial del sitio con su información geotécnica correspondiente. La información espacial del sitio se toma de los mapas y exploraciones elaboradas específicamente para la cerrada de la presa: mapas topográficos, mapas geotécnicos–geológicos, mapas geomorfológicos, mapas de estructura geológica, exploraciones de campo y sondeos (estratigrafía).

La información geotécnica (propiedades geotécnicas, geomecánicas e hidrogeología) se obtiene de ensayos de laboratorio, ensayos in situ, exploraciones de campo y datos de piezómetros perforados en el sitio. A esto se le añade la información obtenida de análisis de gabinete, como lo son los criterios de resistencia de macizos rocosos y suelos.

Para generar estos modelos se dispone de numerosos softwares desarrollados para el modelamiento espacial y representación estereográfica, como LeapFrog o ArcGIS. A partir de estos modelos pueden obtenerse plantas y cortes geológicos de la cerrada para su posterior análisis.

#### **3.1.1. Información espacial.**

##### **▪ Mapas topográficos y modelos digitales del terreno.**

La topografía nos permite describir y representar en un plano la superficie o el relieve del terreno en donde se propone construir la presa. El equipo de topografía debe trabajar en sintonía con el equipo de exploración proveyendo una serie de marcas etiquetadas en el terreno, que permitan posteriormente al equipo de exploración, referenciar fácilmente toda característica clave al momento de la elaboración de los mapas geotécnicos-geológicos.

Posteriormente, toda característica relevante en el terreno debe ser nivelada y debidamente referenciada a un sistema regional de coordenadas y a un datum, UTM WGS-84 en el caso de Nicaragua. Son características clave; taladrados, sondeos manuales, calicatas, puntos donde se hayan realizado ensayos de campo o cualquier característica que el equipo de exploración determine relevante.

En la tabla 8 se presentan valores recomendados para conservar la legibilidad y estética de estos mapas.

**Tabla 5: Escalas de mapa recomendadas para diferentes propósitos.**

<u>Propósito</u>		<u>Escala</u>	<u>Curvas de nivel</u>
Mapa topográfico regional	Max.	1:250 000	20–50m
	Min.	1:25 000	10m
Mapa topográfico del vaso (área de captación)	Max.	1:25 000	10m
	Min.	1:2000	2m
Mapa topográfico de la cerrada	Max.	1:1000	2m
	Min.	1:200	1m
Mapas topográficos para estructuras individuales	Max.	1:500	1m
	Min.	1:200	0.5m

Fuente: (Fell, MacGregor, Stapledon, & Bell, Geotechnical Engineering of Embankment Dams . Rotterdam: A. A. Balkema., 2011)

Aunque existen recursos que se pueden obtener sin realizar un levantamiento topográfico (mapas topográficos regionales, imágenes satelitales LANDSAT, nubes de puntos, fotografías aéreas, etc.), siempre se deberá realizarse un levantamiento topográfico en campo, pues la precisión en la localización y nivelación es requerimiento fundamental para la investigación y diseño de toda presa.

Se recomienda utilizar estos métodos alternativos (imágenes satelitales, nubes de puntos, fotografías aéreas, etc.) para áreas no esenciales de la obra, aunque si hay áreas esenciales con poca vegetación y condiciones ideales, existen métodos como la fotogrametría digital que permiten obtener modelos digitales con suficiente precisión para utilizarlos con propósito de diseño.

▪ **Mapas estructurales.**

Los mapas estructurales son representaciones en un plano de las diferentes morfologías presentes en la superficie y el subsuelo, para que a través de los mismos sea factible obtener una mejor ubicación espacial de las estructuras geológicas (fallas, pliegues, clivajes). Para el trazado de estos mapas se



recomienda la obra “Estructuras Geológicas y Mapas: Una guía práctica” por el autor Richard J. Lisle en 2004.

- **Mapas geomorfológicos**

Tanto en el trazado general como en el trazado detallado de la geomorfología del sitio de la presa y el embalse, lo que se busca denotar es: características topográficas (collados, colinas, vaguadas, pendientes, etc.), drenajes, depresiones locales y divisiones distintivas en la vegetación. Además, se ha de distinguir áreas donde se encuentren morfologías distintivas, como los relieves graníticos y los relieves kársticos

- **Mapas Geotécnicos – Geológicos.**

- **Mapas regionales (mapas geológicos)**

El mapa regional es utilizado para estudios de accesos al sitio, estudios de yacimientos geológicos y estudios de fuentes de materiales. El mapa geológico regional por lo general se puede encontrar en instituciones públicas, y provee la suficiente información para hacer estos estudios.

Estos mapas deben de comprobarse en las visitas de reconocimiento, o en las fotografías aéreas. En algunos casos será necesario añadir mayor detalle para complementar el mapa, como: lineamientos, deslizamientos de tierra, escarpes, pantanos, manantiales y áreas de suelos problemáticos.

En caso que el mapa no se encuentre disponible y el tamaño de la presa sea grande, lo cual conlleva mayores riesgos, se recomienda elaborar un mapa geológico regional específico para el proyecto a partir de la información de fotografías aéreas, mapas topográficos, exploraciones geológicas de campo, etc.

- **Mapas locales (Mapas geotécnicos).**

Los mapas geotécnicos son mucho más específicos e implican la identificación y localización de características relevantes en la zona, para las cuales será necesario elaborar modelos geotécnicos de comportamiento de dichas zonas.

Estos mapas se elaboran a escalas 1:5000 o 1:2500 (se recomienda utilizar curvas de nivel principales entre 2–5m) para representar el área general de investigación.

Se elaboran a escalas 1:1000 o 1:500 (se recomienda utilizar curvas de nivel entre 1–2m) para representar áreas específicas de estudio, por ejemplo, la planta geotécnica de la cerrada de la presa. De estos mapas se obtienen planos y cortes geológicos que permitirán definir los puntos donde se necesita exploración del subsuelo, para obtener mayor información, y construir posteriormente el modelo geotécnico de comportamiento.

▪ **Representación estereográfica de discontinuidades en macizos rocosos y singularidades.**

Entre sus aplicaciones más importantes se encuentra la representación de familias de discontinuidades en un afloramiento rocoso, dirección y buzamiento de fallas, dirección y buzamiento de planos de estratificación, dirección de cabeceo de un pliegue, etc. Los principales medios para la representación de discontinuidades son:

- **Bloque de discontinuidades.** Es un elemento cúbico en el cual se representan las familias de discontinuidades existentes en un macizo rocoso.
- **Diagrama de Schmidt.** También conocida como la red de igual área, y es una red utilizada para la representación estereográfica en general. Esta se utiliza cuando se busca representar una cantidad significativa de datos.
- **Diagrama de Wulf.** También conocida como la red de igual ángulo, y es una red utilizada para la representación estereográfica en general. Esta se utiliza específicamente para aquellos datos cuya relación angular se necesiten medir directamente sobre papel con un transportador.
- **Diagrama de Rosetas.** Es un diagrama sencillo para visualizar las direcciones de los rumbos generales de estructuras tabulares (diques, vetas) y de planos tectónicos (diaclasas, fallas).

### **3.1.2. Información geotécnica**

Estos son los datos con los cuales se es capaz de describir el comportamiento geotécnico, geomecánico e hidrogeológico de los materiales en el cimiento de la presa. Los métodos para obtener las propiedades geotécnicas, geomecánicas e hidrogeológicas se abordan en *anexo I* del presente documento.

## **3.2. Criterio de selección del tipo de presa para el proyecto**

La siguiente información fue extraída de la obra “El problema de la selección del tipo de presa en un proyecto: criterios y métodos de apoyo a la toma de decisiones” (Martínez Ruiz, 2019).

### **3.2.1. Topografía**

A continuación, se dan una serie de características que se han de tener en cuenta para la elección de una presa teniendo en cuenta la topografía del emplazamiento:

- Forma de valle:
  - Estrecha en forma de V.
  - Ancho en forma de V.
  - Estrecha en forma de U.
  - Ancho en forma de U.
  - Amplio valle.
  - Valle bastante ancho.
  - Valle de sección irregular.
- Sencillez de construcción de accesos hasta el emplazamiento de la presa.
- Existencia de valles profundos con paredes escarpadas y la dificultad de transportar las tierras hasta el emplazamiento de la presa.
- Posibilidad de transportar el material de terraplén en todos los niveles.
- Cambios en la sección transversal del valle.
- Condición del río plano (curva o llano).
- Cambios locales en la pendiente de los taludes.
- Gradiente de estribos en el valle
- Ancho del fondo de valle.

### **3.2.2. Disponibilidad de material y recursos disponibles.**

Es fundamental conocer el entorno desde un punto de vista socio económico y tecnológico para desarrollar una buena planificación de la construcción, por lo tanto, se debe tener información, lo más completa posible de:

- Fuente de bancos de material de uso potencial.
- Accesibilidad proyecto-bancos de material.
- Fuente de suministro de agua industrial y potable.

### 3.2.3. Coste

El coste suele ser el factor más importante en la selección del tipo de presa. Aunque hay que tener en cuenta que la opción más barata no siempre es la óptima.

### 3.2.4. Estructura geotécnica del emplazamiento de la presa

Los materiales de los cimientos deben poder resistir el peso de la presa y asegurar la permeabilidad en relación con los estratos subyacentes, discontinuidades y singularidades existentes. Es por ello que el tipo de geología que encontremos en el emplazamiento de la presa es clave para determinar el tipo de presa

Los tipos de material de cimentación se pueden clasificar en: roca, aluvión, grava, limos, arena, y arcilla, o combinación de ellas. Las presas de tierra pueden cimentarse sobre cualquier tipo de material desde el aspecto de resistencia, pues es posible cambiar la inclinación de los espaldones para distribuir el peso de la presa.

**Tabla 6: Tabla de la capacidad portante de distintos tipos de cimentaciones.**

<u>Estado de capacidad portante.</u>	<u>Cimentación de la roca.</u>	<u>Cimentación del aluvión.</u>	<u>Cimentación de la grava.</u>	<u>Cimentación del limo o arena.</u>	<u>Cimentación de la arcilla.</u>
Muy buena.	> 7 MPa				300 a 600KPa
Buena.	4 a 7 MPa		> 600 KPa	> 300 KPa	150 a 300KPa
Media.	2 a 4 MPa	200 a 600KPa	200 a 600KPa	100 a 300KPa	75 a 150 KPa
Baja.	1 a 2 MPa	< 200 KPa	< 200 KPa	< 100 KPa	< 75 KPa
Muy baja.	<1 MPa	600 KPa			

Fuente: (Martínez Ruiz, 2019)

### 3.2.5. Clima y tiempo disponible para la construcción

En un clima con estaciones húmedas y secas bien definidas es factible construir una presa homogénea o zonada, pues la obra estaría activa durante las estaciones secas. Sin embargo, si se tiene un clima con más estaciones húmedas que secas sería factible construir una presa de escollera, ya que el agua no afecta el volumen de la roca, al contrario que pasa con los suelos.

### **3.2.6. Sismicidad**

Las presas de tierra son las más sensibles a la apertura de fracturas debido a los asentamientos diferenciales o asentamientos excesivos que puedan crearse al momento de un sismo. Es por ello que la deformabilidad del tipo de presa en conjunto con la deformabilidad del cimiento es tan importante de evaluar. Las presas de escollera son menos deformables que las presas homogéneas y zonadas.

### **3.2.7. Altura de presa**

- Presa homogéneas y zonadas, hasta 50 m.
- Presas de escollera (presas núcleo, pantalla y diafragma interno), incluso más de 100 m.

### **3.2.8. Función del embalse**

Se debe asegurar la estanqueidad del embalse al impermeabilizar el cimiento y el cuerpo de la presa. Las presas pantalla y de diafragma interno generalmente aportan mayor estanqueidad al embalse, siempre y cuando la pantalla y el sistema de impermeabilización del cimiento hayan sido adecuadamente diseñados.

### **3.2.9. Excavación de cimientos**

Las consideraciones económicas dictan que el volumen de excavación debe ser el mínimo posible, con el fin de evitar sobrecostos. Además, para considerar este factor correctamente hay que tener en cuenta la forma del eje de la presa, y si la excavación se produce en roca o en suelos. En el caso de que la excavación se produzca en roca aumentarán los costes debido a la maquinaria a utilizar y, en su caso, al empleo de explosivos.

### **3.2.10. Descarga del río**

Los valles estrechos, los buenos cimientos y los grandes caudales de los ríos tienden a favorecer la selección de presa de hormigón, mientras que los valles anchos, los cimientos pobres y los pequeños caudales de los arroyos tienden a favorecer las presas de tierra.

### **3.2.11. Tipos de medios de cimentación**

A continuación, se menciona los tipos de cimientos donde se suelen construir los distintos tipos de presas:

▪ **Cimentación en roca:**

- Un cimiento de roca fuerte y de baja permeabilidad es adecuado para cualquier tipo de construcción de presas, pero favorece mayormente a las presas de concreto.
- Los cimientos de piedra caliza kárstica son un caso especial, en el que puede ser necesario realizar grandes trabajos de impermeabilización. Tales situaciones desfavorecen a las presas de tierra.
- Las rocas más débiles, como las pizarras arcillosas, algunas areniscas, el basalto erosionado, etc., pueden presentar problemas de resistencia. En algunas rocas sedimentarias, particularmente las arcillosas como lutitas, débiles y entrecruzadas, y las areniscas fuertes, que han estado sujetas a pliegues y/o fallas, pueden existir cizallas planas en el lecho que resulta en ángulos de fricción afectiva bajos. En estas circunstancias, el peso de la estructura es clave, favoreciendo a las presas de tierra.

▪ **Cimentación en aluvión:**

- Para un valle ancho y una sobrecarga elevada, una presa de tierra es generalmente la mejor solución. El peso de las presas de tierra puede distribuirse de manera que se adapte a la resistencia del cimiento.
- Los cimientos aluviales significan que habrá problemas de filtración y su permeabilidad y profundidad pueden significar cambios en el tipo de presa. Las presas pantalla y de diafragma interno suelen ser posibles soluciones.
- Hay necesidad de cimientos de roca para las presas de escollera. Si los cimientos son de aluvión, debido a los asentamientos excesivos, no sugiere el uso de grandes rocas en escollera. En este caso, el material de arena y grava se utiliza como material de recubrimiento.

▪ **Cimentación en arcilla:**

- Los cimientos en arcilla se pueden utilizar para el soporte de presas de tierra, pero requieren un tratamiento especial. Si el material de cimentación es más débil que el relleno de tierra, la superficie de deslizamiento crítica generalmente pasaría a través de la fundación. Por lo tanto, para mantener el equilibrio, los diseñadores extienden la superficie de deslizamiento utilizando

pendientes más planas o bermas. Dado que puede haber un asentamiento considerable de la presa si la arcilla no está consolidada y el contenido de humedad es alto.

- Si se construye una presa de escollera, el cimiento debe ser capaz de resistir el asentamiento y la deformación sin la formación de grietas. En este caso el cimiento debe de tener una resistencia igual o mayor que la resistencia del terraplén.
- Se debe lograr un buen drenaje para proteger el suelo del terraplén de la saturación y facilitar la disipación de las presiones intersticiales debajo del terraplén, permitiendo así la consolidación de los suelos blandos de cimentación. A medida que se produce la consolidación, la resistencia al cizallamiento de la cimentación aumenta, lo que resulta en un aumento del factor de seguridad contra el fallo de la capacidad portante.
- **Cimentación en limo o arena fina:**
  - Los cimientos de limo o arena fina son adecuados para la construcción de presas de tierra, pero el tratamiento de impermeabilización de los cimientos es necesario.
- **Cimentación no uniforme:**
  - Ocasionalmente, pueden ocurrir situaciones en las que no se pueden encontrar cimientos razonablemente uniformes de cualquiera de las descripciones anteriores y en las que se debe usar un cimiento no uniforme de roca y material blando si se va a construir la presa.
  - Sólo se puede construir presas combinadas sobre cimientos no uniformes. Las presas combinadas aprovechan las ventajas de las presas de tierra y de las presas de hormigón.
  - La topografía es la razón principal para la selección de una presa compuesta. La topografía de las presas combinadas se asocia generalmente con las localizaciones de llanuras y las montañas se encuentran, pero rara vez con el terreno montañoso en sí mismo. Los valles anchos a menudo proporcionan sitios favorables para el uso de presas combinadas.

### **3.3. Dimensionamiento de la estructura.**

#### **3.3.1. Categoría de las presas según SPANCOLD**

- **Categoría A**

Se define a las presas categoría A como aquellas presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

- **Categoría B**

Se define a las presas categoría B como aquellas presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar un reducido número de viviendas.

- **Categoría C**

Se define a las presas categoría C como aquellas presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y solo incidentalmente pérdida de vidas humanas. A ésta última categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las categorías A o B.

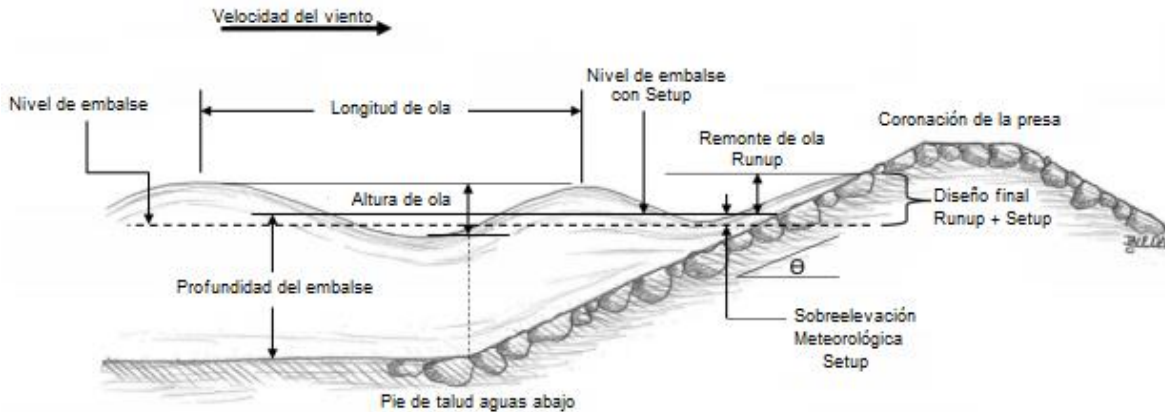
#### **3.3.2. Dimensionamiento de resguardo**

El resguardo es la protección que se determina para mitigar los efectos del oleaje en el embalse. El objetivo principal es evitar cualquier posibilidad de desbordamiento en la coronación debido a olas.

A grandes rasgos, pues esto puede variar según las normativas de cada país, el resguardo se estima como la suma de la altura de remonte de ola en el paramento (runup) y la altura de ola por sobreelevación meteorológica (setup).



**Ilustración 14: Runup y Setup creado por viento.**



**Fuente: (USACE, 2018)**

En el presente documento se toman en cuenta las solicitaciones recomendadas por la (SPANCOLD, 2018).

▪ **Resguardos del proyecto y solicitaciones**

○ **Acciones a considerar para definir Resguardo Máximo o Normal.**

- Nivel máximo normal en el embalse.
- Condiciones de viento extremo.
- Condiciones de sismo extremo. Solo para presas de categoría A.
- Asientos anómalos.

○ **Acciones a considerar para definir resguardo mínimo o extremo.**

- Nivel de avenida extrema.
- Viento de proyecto.

○ **Acciones a considerar para definir resguardo intermedio o de proyecto.**

- Nivel de avenida de proyecto.
- Viento de proyecto.
- Sismo de proyecto.

▪ **Resguardo por altura de ola por viento (Runup) y Sobreelevación meteorológica (Setup).**

○ **Definición del Fetch**

El fetch en teoría es la distancia entre la cerrada de la presa y el punto más alejado en el embalse. Este valor es necesario para determinar la formación del oleaje en el embalse por marea meteorológica o por viento.

A grandes rasgos consiste en trazar una serie de rayos en el embalse, determinar la longitud de cada rayo y encontrar una longitud ponderada dentro de un ángulo determinado. En cuanto a los rayos:

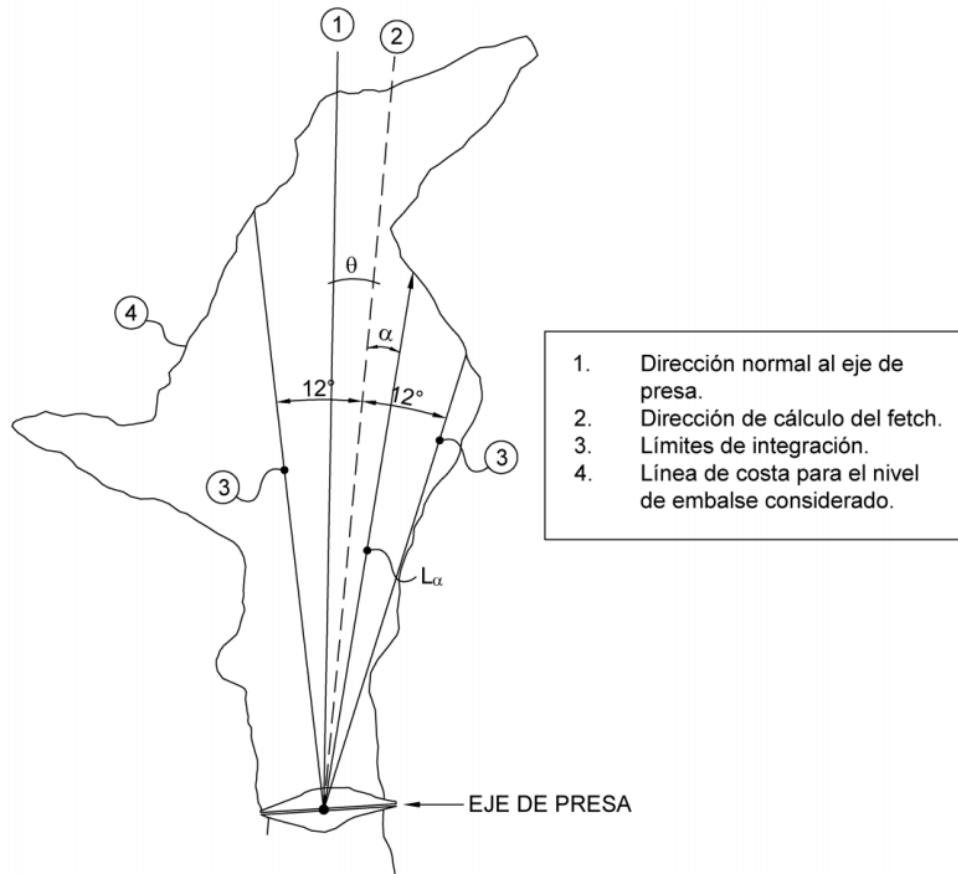
- Estos rayos son líneas radiales con origen en el punto medio del eje de la presa, o sea, a la mitad de la longitud de coronación.
- La longitud de cada rayo se determina como la extensión definida desde el punto medio del eje de la presa hasta tocar la línea de costa del embalse.

Procedimiento para determinar el Fetch:

- Se traza un rayo central con dirección normal al eje de la presa (si el eje es curvo, el rayo es perpendicular a la tangente en dicho punto).
- A partir del rayo central se busca el rayo principal, que será la dirección de cálculo del Fetch. El rayo principal es la distancia más larga medida desde el punto medio de la presa hasta la línea de costa. Este se encontrará de forma aproximada tanteando.
- A partir del rayo principal se trazan rayos paralelos separados por un ángulo constante  $\Delta\alpha$ , no mayor a  $3^\circ$ . El Cuerpo de Ingenieros de EEUU determina que estos rayos paralelos se trazarán hasta abordar una región definida de  $12^\circ$  (una región de  $24^\circ$  en total) para motivos de cálculo del Fetch en embalses con contornos poco irregulares.
- Posteriormente, se calcula la distancia efectiva del Fetch con la siguiente expresión:

$$F_{efectivo} = \frac{\sum_{i=0}^n L_i \cdot \cos^2(\alpha_i)}{\sum_{i=0}^n \cos(\alpha_i)}$$

En embalses muy irregulares, pueden trazarse múltiples direcciones de cálculo del Fetch (rayos principales) y determinar el valor del Fetch para cada una de ellas. La región de análisis puede definirse hasta  $45^\circ$  en total, pudiendo variar según el criterio del analista.



**Ilustración 15: Determinación del Fetch efectivo.**  
**Fuente: (SPANCOLD, 2018).**

o **Caracterización del viento del embalse**

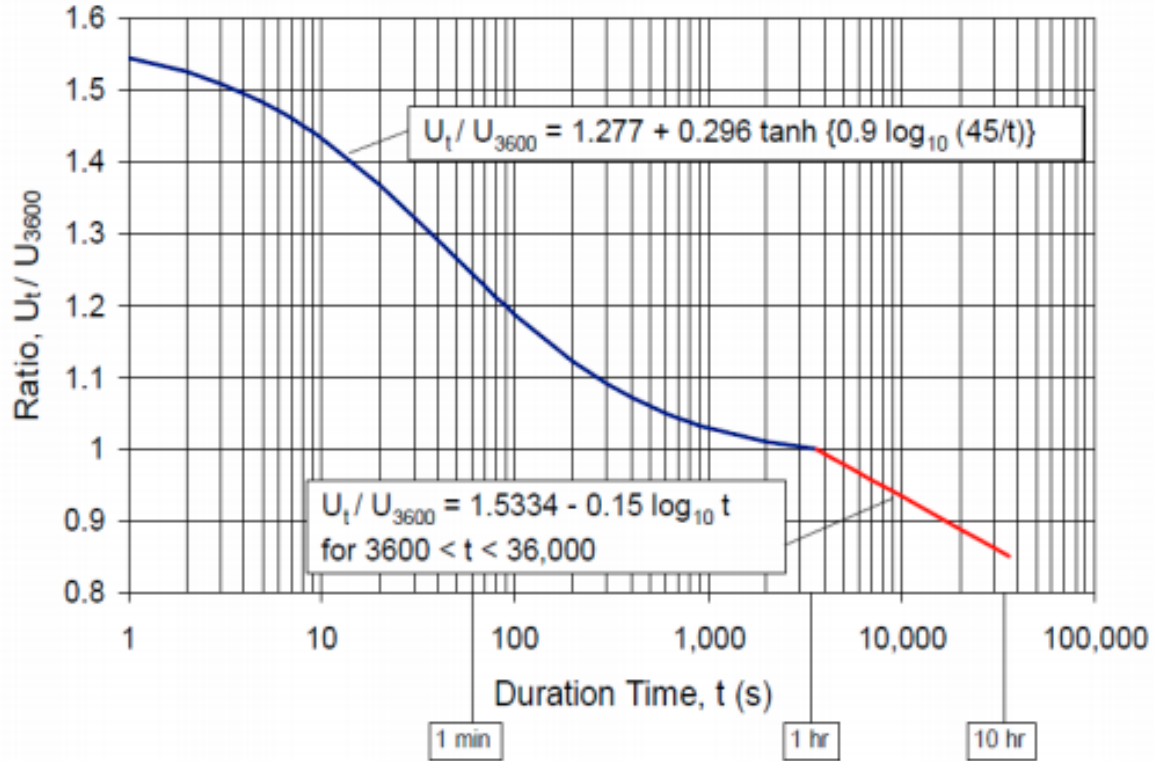
La velocidad característica del embalse ha de tomarse como aquella que corresponda a una topografía llana, sin obstáculos, referida sobre 10 metros sobre el terreno, y para una ráfaga de 1 hora (SPANCOLD, 2018). Además, los vientos se han de ajustar para diferentes periodos de retornos según el tipo de presa:

**Tabla 7: Periodo de retorno del viento de cálculo en años**

Categoría de la presa	Tipo de situación		
	Frecuente	accidental	Extrema
A	100	1.000	10.000
B	10	500	5.000
C	1	200	500

Fuente: (SPANCOLD, 2018)





**Ilustración 17: Ajuste por diagrama de Durst (1960).**

**Fuente: (USACE, 2018)**

**Tabla 8: Velocidad regional del viento en función de la zona eólica y los periodos de retorno**

Zona eólica	Periodo de retorno	
	50 años	200 años
1	30	36
2	45	60
3	56	70

Fuente: (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007)

**Tabla 9: Corrección de la velocidad regional por longitud del Fetch**

Longitud del Fetch [km]	Factor de corrección
0.8	1.08
1.6	1.13
3.2	1.21
4.8	1.26
6.4	1.28
9.7 o más	1.30

Fuente: (SPANCOLD, 2018).

- **Tiempo necesario para desarrollo del oleaje**

El oleaje en el embalse tardará cierto tiempo en desarrollarse en su totalidad, para estimar dicho tiempo puede utilizarse la siguiente expresión (USBR, 1992):

$$t = \frac{F^{\frac{2}{3}}}{V^{0.41}}$$

Donde  $t$  es el tiempo en horas,  $F$  el fetch en km y  $V$  la velocidad del viento en  $m/s$ . Si el tiempo que se obtiene es menor a 1 hora, el oleaje se desarrollará en su totalidad. Si, por el contrario, el tiempo supera 1 hora, se puede reducir la velocidad del viento en un 5% por cada hora adicional que tarde el oleaje en desarrollarse.

- **Sobreelevación meteorológica (setup)**

La sobreelevación  $S$ , o setup, va definido por la siguiente expresión:

$$S = \frac{V^2 F}{4.85 D}$$

Donde  $S$  está en metros,  $V$  el viento en  $m/s$ ,  $F$  el fetch en km, y  $D$  el calado o profundidad media del embalse expresado en metros.

- **Altura de ola creada por el viento**

Para estimar la altura de ola por viento en el embalse (USBR, 1992):

$$H_s = \frac{V^{1.23} F^{1/2}}{87.3}$$

Donde  $H_s$  se encuentra en metros,  $V$  el viento en  $m/s$ ,  $F$  el fetch en km. Cuando el cálculo del ángulo  $\theta$  correspondiente al fetch máximo sea diferente de cero,  $H_s$  debe corregirse:

$$H_s(\text{corregido}) = H_s \cdot \cos \frac{1}{2} \theta$$

Se recomienda maximizar el valor con factores de seguridad. Para presas tipo A, B y C:

$$H = 1.67H_s$$

Para presas tipo C con protección en coronación contra pequeños reboses:

$$H = 1.27H_s$$

- **Periodo característico del oleaje y longitud de onda**

El periodo característico va a estar definido por:

$$T = 0.556 \cdot V^{0.41} \cdot F^{\frac{1}{3}}$$

$T$  en segundos,  $V$  en m/s y  $F$  en km. La longitud de onda correspondiente a la ola se determina en la siguiente expresión:

$$L = \frac{g}{2\pi} T^2$$

- **Altura de remonte de la ola por el paramento (Runup)**

El remonte, o runup, se define como la diferencia de altura entre la cota máxima alcanzada por el agua al golpear el paramento de aguas arriba, y la cota del embalse sin agitación. En el caso de paramentos con protección rip-rap de escollera cerrada, el runup se estimará de la siguiente manera:

$$R = \frac{H}{0.4 + \left(\frac{H}{L}\right)^{0.5} \cot \alpha}$$

Expresión válida cuando  $\cot \alpha \leq 5$  donde  $H$  es la altura de la ola,  $L$  la longitud de onda, y  $\alpha$  el ángulo con la horizontal del talud aguas arriba de la presa. En el caso de paramentos lisos, como las presas pantalla, el remonte es mayor y es conveniente maximizar el remonte 1.5 veces. En el caso de presas de escollera donde el paramento aguas arriba está formado por grandes bloques de roca y elevada permeabilidad, se puede reducir el efecto del oleaje con los factores de la tabla 13.

**Tabla 10: Factor de reducción de altura de ola para taludes de escollera.**

Parámetro H/L (%)	Talud		
	Ctg $\alpha$		
	1.5	2	3
Mayor igual que 2	1	1	1
5	0.85	0.82	0.78
10	0.55	0.50	0.45

Fuente: (USBR, Design of Small Dams, 1992)

- **Resguardo sísmico**

- **Altura de ola sísmica**

La altura de ola debido a sismo puede estimarse de la siguiente manera:

$$H_{sismo} = \frac{kT\sqrt{gH_e}}{2\pi}$$

Donde  $k$  es la aceleración espectral  $= \frac{a_c}{g}$ , donde  $a_c$  es la aceleración de cálculo,  $g$  la gravedad,  $T$  el periodo predominante de terremoto, y  $H_e$  es la profundidad máxima del embalse.

○ **Asentamientos por sismo**

Puede estimarse, como tanteo previo, un aproximado de los asentamientos causados por sismo a partir de las siguientes expresiones tomadas de SPANCOLD:

En terremoto de proyecto:  $S_p = \frac{H_p}{25} \cdot \frac{a_c}{g}$  (metros)

En terremoto extremo:  $S_p = \frac{H_p}{15} \cdot \frac{a_c}{g}$  (metros)

Donde  $H_p$  es la altura de presa sobre cimientos, en metros. En el caso de que el material de cimiento sea igual o más débil que el material del cuerpo de la presa,  $H_p$  se extenderá a la profundidad que se proyecte dicho material.

○ **Asentamientos de consolidación primaria**

Puede estimarse, como tanteo previo, un aproximado de los asentamientos causados por consolidación primaria a partir de la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{m_v \cdot \gamma \cdot H_p}{2}$$

Donde  $\gamma$  es el peso específico del relleno en  $N/m^3$ , y  $m_v$  es el coeficiente de compresibilidad en  $m^3/N$ .

▪ **Resguardo adicional**

El propósito del resguardo adicional es agregar cierto margen de seguridad al resguardo calculado. Para esto (SPANCOLD, 2018):

- Para presas tipo A, resguardo adicional de 1.0m.
- Para presas tipo B, resguardo adicional de 0.75m.
- Para presas tipo C, resguardo adicional de 0.5m.



### ▪ Resguardo interno

En el caso de presas de escollera, cuando la cota superior del núcleo impermeable de la presa no coincide con la cota de la coronación, el resguardo se estima para la cota superior del núcleo y no para la cota de coronación. A esto se le llama resguardo interno.

### 3.3.3. Dimensionamiento de ancho de coronación

El ancho de la coronación C, puede estimarse con la siguiente expresión abordada por la SPANCOLD:

$$C \geq 3 + 1.5\sqrt[3]{H - 15}$$

Donde C y H, que es la altura de la presa, están en metros. Este valor recomienda maximizarse para zonas de mayor actividad sísmica. Ya que en Nicaragua no existen valores de aumento recomendados para este análisis, para propósitos didácticos se presenta la tabla 14 referida a la normativa española SPANCOLD.

**Tabla 11: Aumento del ancho de coronamiento en zonas sísmicas**

<u>Categoría de la</u> <u>Presa</u>	<u>Sismicidad</u>		
	<u>Baja</u>	<u>Media</u>	<u>elevada</u>
A	0	20%	40%
B	0	10%	20%
C	0	0	10%

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

### 3.3.4. Definición de bermas

Las bermas son puntos de descanso en los paramentos que de hecho no tienen una función estructural, pero son utilizadas para mejorar las operaciones de auscultación y mantenimientos, como método de protección de taludes y también como vías de acceso.

Si en el proyecto se determinó crearse bermas en los paramentos, estas deberán tener un ancho mínimo de 3 m. En el caso de vías de acceso, el ancho mínimo deberá ser 5 m con pendientes moderadas menores a 10%.

### 3.3.5. Definición de taludes

En presas núcleo, los taludes del núcleo impermeable vienen definidos por el ancho de base. Por lo general, el ancho de base oscila entre 20% a 40% de la altura de la presa. En presas menores a 30 metros en altura se recomienda anchos de base mayores al 50% de la altura de la presa.

Se recomienda que, para el dimensionamiento de la base de un núcleo normal, la relación ancho de base / altura oscile entre 1/3 (33%) y 1 (100%) (SPANCOLD, 2018).

$$\frac{1}{3} < \frac{B}{H} < 1$$

Son núcleos gruesos aquellos con una relación mayor a 1. En presas menores a 30 metros en altura se recomienda núcleos normales a gruesos, con anchos de base mayores al 50% de la altura de la presa.

Son núcleos delgados aquellos con una relación menor a 1/3. En casos donde se es muy difícil encontrar material suficiente para un núcleo normal, puede optarse por núcleos delgados de 20% hasta 15% con la condición de diseñar buenos filtros con especial cuidado. Se debe considerar excepcional bajar del 20%.

El ancho del núcleo ha de ser suficiente para cumplir dos condiciones esenciales (SPANCOLD, 2018):

- Que el caudal del agua que lo atravesase sea moderado.
- Que su estado tensional sea de compresiones suficientemente elevadas para evitar la eventual fracturación hidráulica

Los taludes de los paramentos de la presa se definen en el análisis de estabilidad de taludes, pero para propósito de tanteos previos habrá que escogerse una inclinación para realizar el primer análisis.

**Tabla 12: Taludes de presas homogéneas y zonadas, con embalse de regulación o almacenamiento, sin desembalse rápido. Presa ubicada en cimentación estable.**

<u>Clasificación SUCS</u>	<u>Talud aguas arriba</u> <u>(H:V)</u>	<u>Talud aguas abajo</u> <u>(H:V)</u>
GC, GM, SC, SM	2.5:1	2
CL, ML	3	2.5
CH, MH	3.5	2.5

Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)

**Tabla 13: Taludes de presas homogéneas y zonadas, con embalse de regulación o almacenamiento, con desembalse rápido. Cortina ubicada en cimentación estable.**

Clasificación SUCS	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
	(H:V)	(H:V)
GC, GM, SC, SM	3:1	2:1
CL, ML	3.5:1	2.5:1
CH, MH	4:1	2.5:1

Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)

**Tabla 14: Taludes de presas de escollera, con núcleo delgado, embalse para cualquier propósito, sujeta a desembalse rápido no crítico (progresivo). Cortina ubicada en cimentación estable.**

Clasificación SUCS del material exterior	Material del núcleo	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
		(H:V)	(H:V)
No es crítico; relleno de roca GW, GP, SW (gravoso) o SP (gravoso)	No es crítico, GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH o MH	2:1	2:1

Nota: Las pantallas y diafragmas internos se consideran núcleos delgados.

Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)

**Tabla 15: Taludes de presas de escollera, con núcleo normal a grueso, embalse para regulación o almacenamiento, no sujeta a desembalse rápido. Cortina ubicada en cimentación estable.**

Clasificación SUCS del material exterior	Material del núcleo	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
		(H:V)	(H:V)
No es crítico; relleno de roca GW, GP, SW (gravoso) o SP (gravoso)	GC, GM	2:1	2:1
	SC, SM	2.25:1	2.25:1
	CL, ML	2.5:1	2.5:1
	CH, MH	3:1	3:1

Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)

**Tabla 16: Taludes de presas de escollera, con núcleo normal a grueso, embalse para almacenamiento, sujeta a desembalse rápido. Cortina ubicada en cimentación estable.**

Clasificación SUCS del material exterior	Material del núcleo	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
		(H:V)	(H:V)
No es crítico; relleno de roca GW, GP, SW (gravoso) o SP (gravoso)	GC, GM	2.5:1	2:1
	SC, SM	2.5:1	2.25:1
	CL, ML	3:1	2.5:1
	CH, MH	3.5:1	3:1

Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)

### **3.4. Definición de elementos de la presa.**

#### **3.4.1. Definición de protecciones en los paramentos**

En presas, los paramentos de aguas arriba deben ser protegidos de los efectos erosivos que provoca el oleaje mientras que en el paramento de aguas abajo deberá protegerse contra la acción erosiva ambiental, además de garantizarse un drenaje eficiente, como lo es el caso de las presas homogéneas.

En presas de tierra y escollera, suele definirse protección de Rip-Rap para el paramento de aguas arriba mientras que en los paramentos de aguas abajo suele definirse protección de hidrosiembra, escollera o otro tipo de protección que mitigue los efectos de erosión. Además, un sistema de drenaje como lo puede ser el repié drenante y las cunetas de filtración.

#### **▪ Medidas de protección de paramento de aguas arriba**

##### **○ Diseño del Rip-Rap**

El Rip-Rap es un escollera grueso de granulometría bien graduado que tiene como propósito reducir los efectos erosivos del oleaje. Es por esto que busca disponerse los fragmentos de mayor tamaño al exterior del paramento y la granulometría más fina hacia el interior. A continuación, se presentan ciertas especificaciones clave del rip-rap.

##### **○ Durabilidad**

De la durabilidad depende que el material utilizado en el Rip-Rap cumpla o no con su función, pues es importante que los fragmentos de roca perduren en el tiempo. Se recomienda ciertos parámetros para considerar indirectamente un buen comportamiento de la roca (SPANCOLD, 2018):

- Densidad Seca ( $> 25 \text{ kN/m}^3$ )
- Absorción ( $< 5\%$ )
- Resistencia a la Compresión Simple ( $> 30 \text{ MPa}$ )
- Desgaste de los Ángeles ( $< 30\%$ )
- Ciclos de Sequedad-Humedad-Desmoronamiento ( $> 95\%$  [2 Ciclos])

- **Granulometría**

Para determinar el diámetro medio de la granulometría en el rip-rap (SPANCOLD, 2018):

$$D_{50} = \frac{1.27}{\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1\right)} \cdot \frac{H_s}{(K_D \cdot \cot \alpha)^{1/3}}$$

$H_s$  es la altura de ola creada por el viento, y  $\alpha$  es la inclinación del paramento de aguas arriba.  $\gamma_{sat}$  y  $\gamma_w$ , son el peso específico de la roca saturada y el peso específico del agua respectivamente. El factor  $K_D$  se considera igual a 3 para el rip-rap.

En cuanto a la granulometría debe ser bien graduada y que su colocación en obra evite la segregación de las partículas finas durante la compactación. Para esto, (USB, Design of Small Dams, 1992) propone ciertos criterios a adoptarse para considerar bien graduada la granulometría del rip-rap:

**Tabla 17: Granulometría recomendable para el material de protección**

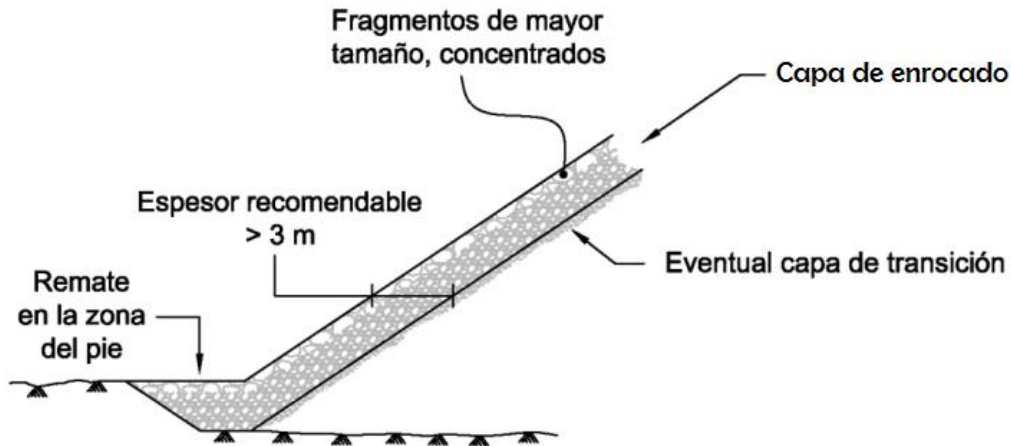
Rango de tamaño	Rango de peso	% que pasa
1.5 D50 a 1.7 D50	3.0 W50 a 5.0 w50	100
1.2D50 a 1.4 D50	2.0 W50 a 2.75. w50	85
1.0 D50 a 1.4 D50	1.0 W50 a 1.5. w50	50
0.4 D50 a 0.6 D50	0.1 W50 a 0.2. w50	15

Fuente: (USB, Design of Small Dams, 1992)

Es necesario entender que estos límites no deben considerarse como normativos o rígidos, pues son recomendaciones. En la práctica es muy posible que estas granulometrías no se puedan cumplir, y para ello se ha de analizar el material que se encuentre disponible y definir posibles soluciones, como puede ser proteger el interior de la presa por medio de una capa de transición filtros para prevenir cualquier posible erosión interna.

- **Espesor**

Según la SPANCOLD, es recomendable que el enrocado tenga un espesor en dirección horizontal mayor o igual a 3 metros en lo concerniente a presas grandes.



**Ilustración 18: Esquema de protección de aguas arriba con un Rip-Rap.**

**Fuente: (SPANCOLD, 2018)**

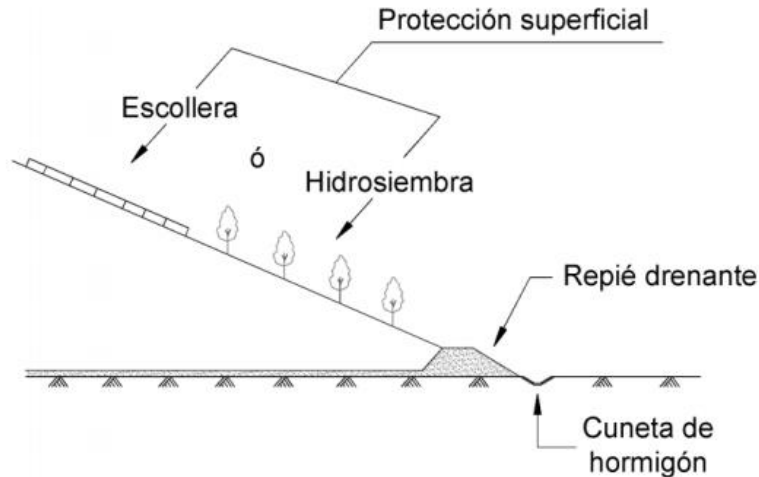
Respecto al espesor de capa medido en dirección perpendicular al paramento, se determinará como el mayor de los siguientes tres parámetros, considerando la granulometría y ciertas razones constructivas:

- *Espesor > 30cm*
- *Espesor > Tamaño máximo de la granulometría*
- *Espesor > 1.5 D<sub>50</sub>(diámetro medio)*

En este apartado se presentan nociones generales en cuanto al diseño del riprap, pero esta labor es mucho más compleja. Por ello se hace una especial recomendación a la normativa “PAP-0798 Diseño del Revestimiento RipRap” realizada por el Buró de Reclamación de EEUU, donde presenta todas las metodologías de diseño del riprap en el paramento de aguas arriba.

#### ▪ **Medidas de protección de paramento de aguas abajo**

El propósito de la protección del paramento de aguas abajo es proteger el material del interior de la presa de la acción erosiva ambiental. Generalmente se utiliza Escollerado o Hidrosiembra para proteger el talud, además de un sistema de drenaje, para proteger el pie del talud, compuesto de un repié drenante y una cuneta de drenaje.



**Ilustración 19: Esquema de la protección del talud de aguas abajo.**

**Fuente: (SPANCOLD, 2018)**

○ **Remate de escollero**

Se utiliza para proteger las presas con espaldones de escollera, como lo son presas núcleo o presas pantalla. Se trata de hacer un remate con fragmentos grandes de escollera de mayor tamaño dispuestas entre sí para que encajen lo mejor posible.

En el caso de presas de cuerpo impermeable, presas homogéneas y zonadas, si debido a exigencias del proyecto se define realizar un riprap como protección del paramento de aguas abajo, se hace mención a la normativa “*PAP-0790 Directrices para el diseño simplificado del RipRap en paramento de aguas abajo*” realizada por el Buró de Reclamación de EEUU USBR, donde se presenta la metodología de diseño del riprap en el paramento de aguas abajo.

○ **Hidrosiembra**

En el caso de la hidrosiembra, se utiliza para proteger el cuerpo de presas de tierra o espaldones de roca débil (alterable), como lo son presas homogéneas o presas zonadas. Se trata de recubrir el paramento de aguas abajo con una capa de tierra vegetal, y posteriormente efectuar la hidrosiembra.

Debe tenerse cuidado con la vegetación a escogerse para la hidrosiembra, que por lo general en presas pequeñas debe evitarse el uso de árboles o arbustos por posibles problemas que pueden surgir del crecimiento de las raíces. Además, se

busca que la vegetación a implementar sea acorde a la vegetación presente en el embalse.

- **Repié drenante y cunetas de drenaje.**

El pie del talud aguas abajo es una zona clave pues es ahí donde convergen las filtraciones recogidas de múltiples drenes dentro del cuerpo de la presa, y para evitar la erosión del pie de talud por arrastres de finos se recomienda la presencia de un repié drenante seguido de una cuneta para coleccionar las aguas drenadas, como se presenta en la ilustración 22.

Las especificaciones hidráulicas que debe cumplir el repié drenante son las mismas que han de cumplirse para los drenes; funcionar como protección del material adyacente y permitir un drenaje eficiente.

### **3.4.2. Encaje de la presa en la cerrada.**

Debido a la geometría de la sección transversal, las presas de tierra tienen un funcionamiento bidimensional siendo que todas las cargas tienden a transmitirse hacia el terreno en su propio plano, sin ningún efecto de transmisión lateral de las cargas. Esta característica da la libertad de definir la forma en planta que mejor convenga.

La forma en planta puede ser tanto recta como curva e incluso mixta, el objetivo es encajar la presa lo mejor posible a la forma del terreno. Las razones más relevantes por las que se podría definir la geometría en planta serían:

- Reducir lo mayor posible el volumen de presa.
- Reducir lo mayor posible el volumen de excavación.
- Otras circunstancias de interés para el proyecto, como sería configurar una planta curva para el mejor funcionamiento del aliviadero, o facilitar el trazado de alguna carretera sobre la coronación de la presa, o por ciertas limitaciones con la topografía.

Por un lado, las configuraciones rectas suelen generar menores volúmenes de presa que las presas curvas, aunque al fin y al cabo esto depende de la topografía.



Además, las plantas rectas se recomiendan para presas con longitudes de coronación muy largas.

Por otro lado, las presas con planta curva cóncava, aunque en la práctica no hay efecto de transmisión lateral de cargas (pues es demasiado pequeño para considerarse), tener este tipo de configuración ayuda a que el cuerpo de la presa permanezca en un estado de compresión y favorece a que no se produzcan fisuras transversales al eje de la presa. Las geometrías curvas se recomiendan para presas de gran altura y con longitud de coronación corta, donde el radio de curvatura suele variar entre 300 a 1.000 metros. Las plantas curvas también tienen cierta estética, que podría valorarse positivamente. Cada proyectista habrá de valorar de manera distinta cada una de estas consideraciones.

### **3.4.3. Definición de sistemas de impermeabilización del cimiento**

#### **▪ Tratamiento superficial**

- **Tratamiento de consolidación del cimiento: Red de inyección de lechada de cemento**

Tiene como propósito reducir la cuantía de filtraciones en el contacto base de la presa y material de cimentación al inyectar lechada de cemento para cerrar las diaclasas generales existentes en el macizo rocoso, o aquellas creadas por descompresión, u otras, consecuencia de obras de excavación. A continuación, se enlistan las especificaciones generales de este tratamiento:

- Generalmente una lechada densa con una relación agua cemento en peso 1:1.
- Separación de taladrados habitual de 5 m o menor, en dependencia de las exigencias del proyecto, separación y número de familias de discontinuidades presentes en el macizo rocoso.
- Profundidad de taladrado de hasta 5 m.

#### **▪ Tratamiento profundo**

- **Tratamiento de impermeabilización del material cimentación: Pantalla de impermeabilización continua o por inyección.**

El objetivo del tratamiento profundo es reducir la cuantía de filtraciones significativas y las subpresiones en la base de la presa, así se mantiene la estanqueidad del cimiento y se evita el problema de sifonamiento. Esto se logra cerrando las diaclasas en el macizo rocoso con una o varias líneas de taladrado inyectando lechada de cemento, o colocando una pantalla continua de material impermeable en el subsuelo, como lo puede ser un hormigón de bentonita – cemento.

Para determinar la profundidad de la pantalla de impermeabilización es necesario analizar los datos arrojados por el estudio geológico – geotécnico del sitio. Algunas consideraciones:

- Lo fundamental es reducir la cuantía de filtración y las subpresiones en los estratos más profundos del cimiento. Por ello, el análisis de filtraciones es lo que determina la profundidad necesaria para que la pantalla de impermeabilización funcione eficazmente.
- Esta profundidad puede variar desde 10% de la altura de la presa hasta la altura completa en profundidad.
- Si es posible profundizar hasta un estrato teóricamente impermeable, se hace.
- La factibilidad económica de cada método de acuerdo con las especificaciones del proyecto es también un factor determinante en la profundidad.

En cuanto a las pantallas de impermeabilización por inyección, se enlistan las siguientes especificaciones generales:

- Las pantallas de inyección son recomendadas para cimientos rocosos.
- Las pantallas de inyección son generalmente de lechada de cemento de relación agua cemento en peso 0.6:1 a 1:1, además de agregarse aditivos superplastificantes para mejorar la penetración en las diaclasas.
- Tanto el número de líneas de taladrado como la separación entre los mismos dependerá del número y espaciado de las familias de discontinuidades en el macizo rocoso.
- Los métodos utilizados para diseñar estas pantallas son:
  - o Método de Engrosamiento Sucesivo.
  - o Método GIN (Grouting Intensity Number)

Se debe mencionar que las pantallas de impermeabilización son seguidas por pantallas de drenaje cuyo propósito es liberar las subpresiones causadas por filtraciones que sobrepasan la pantalla de impermeabilización. Estas pantallas de drenajes se diseñan tal y como se diseñan los drenes.

En cuanto a pantallas de impermeabilización continuas, se enlistan las siguientes especificaciones generales:

- Las pantallas continuas son recomendables para cimientos más deformables como suelos, o macizos rocosos blandos (laminados/cizallados).
- Es habitual que las pantallas continuas, también conocidas como pantallas plásticas, se hagan con hormigón de bentonita – cemento. Es un material impermeable y relativamente flexible, ideal para cimientos deformables. La relación bentonita cemento en peso es 1:5, pero puede variar la relación agua cemento. Las dosificaciones habituales son 100 a 950 litros de agua, 20 a 80 kg de bentonita, 100 a 400 kg de cemento, y además mínimas cantidades de aditivos de 0 a 5 kg.
- La (SPANCOLD, 2018) sugiere que para el diseño de pantallas continuas de bentonita – cemento, se busque garantizar para el material las condiciones de permeabilidad, resistencia a la compresión simple y volumen de filtrado relativo:
  - o Se busca que el grado de permeabilidad sea muy bajo o prácticamente impermeable (Generalmente valores adimensionales menores a 3 en la escala del ensayo Lugeon, o  $K \leq 10^{-6} \text{ cm/seg}$ ).

**Tabla 18: Grado de permeabilidad de una material.**

<u>Grado de permeabilidad</u>	<u>Valor de k (cm/s)</u>	<u>Escala de Lugeon</u>
Elevada	Superior a $10^{-1}$	>6
Media	$10^{-1}$ a $10^{-3}$	-
Baja	$10^{-3}$ a $10^{-5}$	>3
Muy baja	$10^{-5}$ a $10^{-7}$	1-3
Prácticamente impermeable	Menor de $10^{-7}$	0-1

Fuente: (Das, 2009)

- o Se busca que la resistencia a la compresión simple  $RCS \geq 5 \text{ kp/cm}^2$  (0.5 MPa)

- Finalmente se busca que el volumen de filtrado relativo estimado en un ensayo de filtro prensa a los 7.5 min no sobrepase los 100 ml.

### 3.5. Diseño de Presas de Tierra

En el diseño de seguridad de las presas de tierra se evalúa la estabilidad al posible deslizamiento de los taludes, las filtraciones a través del cuerpo y conjunto presa-cimiento, y además, los posibles problemas de estabilidad interna en los materiales que componen la presa y/o el cimiento.

En este apartado se aborda la teoría general detrás de los análisis de estabilidad de taludes y permeabilidad. También se hace mención a otros tipos de análisis de suelo, como el análisis sísmico o análisis tensodeformacional, pero no se profundiza en ellos pues están fuera del alcance de este estudio.

#### 3.5.1. Análisis de estabilidad al deslizamiento

La normativa RNC-07 en Nicaragua no hace mención alguna acerca de las combinaciones de solicitaciones o coeficientes de seguridad a considerar en este tipo de obras. Así entonces, los coeficientes de seguridad y combinaciones de solicitaciones que se presentan a continuación se extraen de la Normativa Española “Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas” (CNEGP, 1967) en sus artículos n° 50 hasta 58, y de la guía técnica de seguridad de presas “Guía técnica 2. Criterios para Proyectos de Presas y sus Obras Anejas. Tomo 2: Presas de Materiales Suelos” (SPANCOLD, 2018).

#### ▪ Coeficientes de seguridad

**Tabla 19: Coeficientes de seguridad al deslizamiento.**

Solicitación	Coeficiente de seguridad sin sismo			Coeficiente de seguridad con falla de drenaje			Coeficiente de seguridad con sismo			Coeficiente de seguridad con falla de drenaje y sismo		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
Categoría de presa												
Distintas fases de construcción	1.3	1.2	1.1	1.3	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	-	-	-
Embalse lleno MNN	1.4	1.4	1.3	1.3	1.2	1.1	1.3	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0
Embalse lleno NAP	1.3	1.2	1.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-

<b>Embalse lleno NAE</b>	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>Desembalse rápido</b>	1.3	1.2	1.1	1.3	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Fuente: (CNEGP, 1967); (SPANCOLD, 2018).

Observaciones:

- En las distintas fases de construcción, en presas homogéneas habrá de analizarse ambos taludes. En el caso de presas núcleo y pantalla solo es necesario analizar el talud de aguas arriba, excepto cuando se muestren cimientos arcillosos o se incluyan fallo de drenaje o sismo. En dichos casos habrá que analizarse ambos taludes.
- Las situaciones de desembalse rápido no se analizan en presas pantalla, a menos que el cimiento sea arcilloso, o que el elemento de impermeabilidad sea un diafragma interno.

#### ▪ Solicitaciones

**Tabla 20: Solicitaciones para el análisis de estabilidad de la presa**

Solicitaciones Normales "N"	N1: Embalse lleno al máximo nivel normal MNN en el embalse.	
	Análisis de presiones intersticiales:	MNN
	Cálculo de presiones hidrostáticas:	MNN
	Talud de análisis:	Aguas abajo
Solicitaciones Accidentales "A"	A1: Distintas fases de construcción	
	Análisis de presiones intersticiales:	Análisis de régimen variable
	Cálculo de presiones hidrostáticas:	Análisis de régimen variable
	Talud de análisis:	Aguas abajo y aguas arriba
	A2: Embalse lleno a nivel de avenida de proyecto NAP	
	Análisis de presiones intersticiales:	MNN o NAP
	Cálculo de presiones hidrostáticas:	NAP
	Talud de análisis:	Aguas abajo
	A3: Desembalse rápido	
	Análisis de presiones intersticiales:	Análisis de régimen variable
	Cálculo de presiones hidrostáticas:	Análisis de régimen variable
	Talud de análisis:	Aguas arriba
	A4: Fallo del drenaje	
	Aplicar a solicitudes: N1, A1, A2, A3 y E1.	
	A5: Embalse lleno a nivel normal y terremoto de proyecto	
Análisis de presiones intersticiales:	MNN	

	Cálculo de presiones hidrostáticas:	MNN
	Talud de análisis:	Aguas abajo
Solicitaciones Extremas “E”	E1: Embalse lleno a nivel de avenida extrema NAE	
	Análisis de presiones intersticiales:	MNN o NAE
	Cálculo de presiones hidrostáticas:	NAE
	Talud de análisis:	Aguas abajo
	E2: Distintas fases de construcción y terremoto de proyecto	
	Análisis de presiones intersticiales:	Análisis de régimen variable
	Cálculo de presiones hidrostáticas:	Análisis de régimen variable
	Talud de análisis:	En dependencia de la presa
	E3: Fallo del sistema de drenaje y terremoto de proyecto	
	Aplicar a solicitaciones: A5, E2 y E4.	
	E4: Desembalse rápido y terremoto de proyecto	
	Análisis de presiones intersticiales:	Análisis de régimen variable
	Cálculo de presiones hidrostáticas:	Análisis de régimen variable
	Talud de análisis:	Aguas arriba
	E5: Embalse lleno a nivel normal MNN y terremoto de proyecto	
	Análisis de presiones intersticiales:	MNN
Cálculo de presiones hidrostáticas:	MNN	
Talud de análisis:	Aguas abajo	

Fuente: Elaboración propia

▪ **Solicitaciones Normales “N”**

○ **N1: Embalse lleno al máximo nivel normal MNN**

- Las presiones intersticiales serán determinadas en un análisis de filtraciones de régimen permanente para el MNN.
- La presión hidrostática se calculará para el MNN.
- Para todas las presas bastará con comprobarse la estabilidad del talud de aguas abajo.

▪ **Solicitaciones Accidentales “A”**

○ **A1: Distintas fases de construcción**

- Las presiones intersticiales serán determinadas en un análisis de filtraciones de régimen variable debido a la disipación de humedad.
- En presas homogéneas y zonadas deberá comprobarse la estabilidad de ambos taludes, aguas abajo y aguas arriba.

- En presas núcleo y pantalla podrá omitirse el análisis de estabilidad en el talud de aguas abajo, salvo que el material de cimiento de la presa sea de material arcilloso. En tal caso será necesario realizar ambos análisis.
- **A2: Embalse lleno a nivel de avenida de proyecto NAP**
  - Las presiones intersticiales serán determinadas en un análisis de filtraciones de régimen permanente para el MNN, a menos que el estudio hidrológico demuestre que el NAP tiene una duración tal que pueda establecerse un régimen permanente de filtración.
  - La presión hidrostática se calculará para el NAP.
  - Para todas las presas bastará con comprobarse la estabilidad del talud de aguas abajo.
- **A3: Desembalse Rápido**
  - Las presiones intersticiales serán determinadas en un análisis de filtraciones de régimen variable para los diferentes niveles de desembalse.
  - Para todas las presas bastará con comprobarse la estabilidad del talud de aguas arriba.
  - Se ha de analizar la estabilidad en condición de desembalse total instantáneo, también habrá de comprobarse el desembalse progresivo a diversos niveles de embalse.
  - El estudio hidrológico define el tiempo o velocidad de vaciado del embalse.
- **A4: Fallo del drenaje**
  - Analizar de manera tal que los drenajes no cumplan con su función de disipar presiones intersticiales.
  - Se ha de aplicar esta condición a las solicitudes N1, A1, A2, A3 y E1.
- **A5: Embalse lleno a nivel normal y terremoto de proyecto**
  - Las presiones intersticiales serán determinadas en un análisis de filtraciones de régimen permanente para el MNN.
  - La presión hidrostática se calculará para el MNN.
  - Para todas las presas bastará con comprobarse la estabilidad del talud de aguas abajo.

▪ **Solicitaciones Extremas “E”**

○ **E1: Embalse lleno a nivel de avenida extrema NAE**

- Las presiones intersticiales serán determinadas en un análisis de filtraciones de régimen permanente para el MNN, a menos que el estudio hidrológico demuestre que el NAE tiene una duración tal que pueda establecerse un régimen permanente de filtración.
- La presión hidrostática se calculará para el NAE.
- Para todas las presas bastará con comprobarse la estabilidad del talud de aguas abajo.

○ **E2: Distintas fases de construcción y terremoto de proyecto**

- Las presiones intersticiales serán determinadas en un análisis de filtraciones de régimen variable debido a la disipación de humedad.
- En presas homogéneas y zonadas deberá comprobarse la estabilidad de ambos taludes, aguas abajo y aguas arriba.
- En presas núcleo y pantalla podrá omitirse el análisis de estabilidad en el talud de aguas abajo, salvo que el cimiento de la presa sea de material arcilloso. En tal caso será necesario realizar ambos análisis.

○ **E3: Fallo del sistema de drenaje y terremoto de proyecto**

- Analizar de manera tal que los drenajes no cumplan con su función de disipar presiones intersticiales y además considerar efectos sísmicos en base al terremoto de proyecto.
- Se ha de aplicar esta condición a las solicitudes A5, E2, y E4.

○ **E4: Desembalse rápido y terremoto de proyecto**

- Las presiones intersticiales serán determinadas en un análisis de filtraciones de régimen permanente para el MNN.
- Para todas las presas bastará con comprobarse la estabilidad del talud de aguas arriba.
- Se ha de analizar la estabilidad en condición de desembalse total instantáneo, y se le aplicarán los efectos sísmicos.

○ **E5: Embalse lleno al nivel normal MNN y terremoto extremo**



- Las presiones intersticiales serán determinadas en un análisis de filtraciones de régimen permanente para el MNN.
- La presión hidrostática se calculará para el MNN.
- Para todas las presas bastará con comprobarse la estabilidad del talud de aguas abajo.

▪ **Superficies potenciales de deslizamiento**

Deben tantearse numerosas superficies de posible deslizamiento para localizar la superficie de falla más desfavorable (superficie de falla crítica).

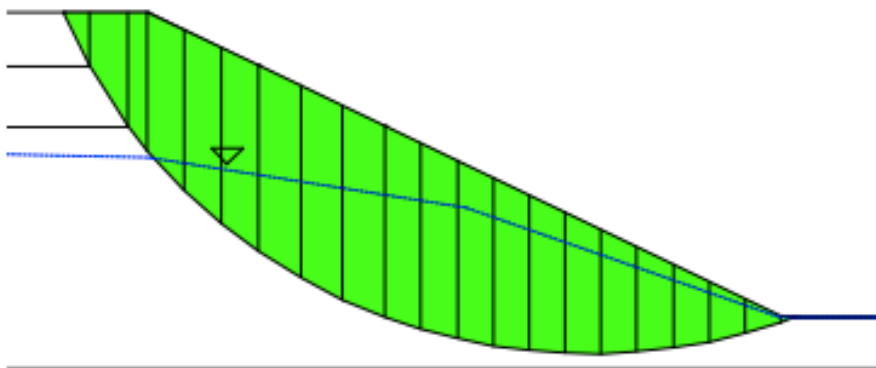
○ **Tipos de superficies de deslizamiento**

En el análisis de taludes de tierra se consideran principalmente cuatro tipos de superficies de deslizamiento, estas son las circulares, las planares, las compuestas y los bloques de deslizamiento.

- **Superficies circulares**

Son las más comunes en el análisis de estabilidad de presas homogéneas, pues se acercan al comportamiento real de los deslizamientos de materiales homogéneos. Se considera que la superficie de deslizamiento es un arco de círculo con cierto radio y centro.

*Ilustración 20: Superficies de falla circulares.*



*Fuente: (GEO-SLOPE International, Ltd., 2020)*

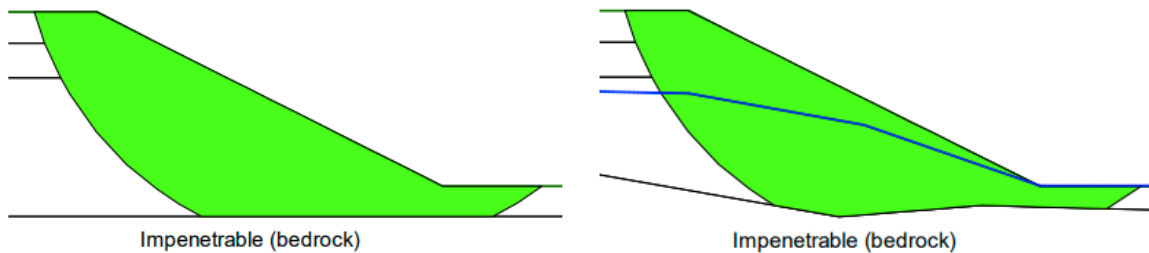
- **Fallas Planares**

Son situaciones en las que el deslizamiento va a estar regido por uno o más planos de discontinuidad. Ejemplo de esto son los deslizamientos de cuña en taludes de roca.

### - Fallas Compuestas

Estas superficies se componen por más de un tipo de deslizamiento, por ejemplo, un arco de curvatura variable, o una superficie de falla resultado de la combinación de una superficie circular con una planar. Estas se utilizan mucho para analizar los taludes de presas de tierra cimentadas en macizos poco deformables, donde se considera muy poco probable un deslizamiento conjunto de la presa con el macizo rocoso.

**Ilustración 21: Superficies de fallas compuestas**

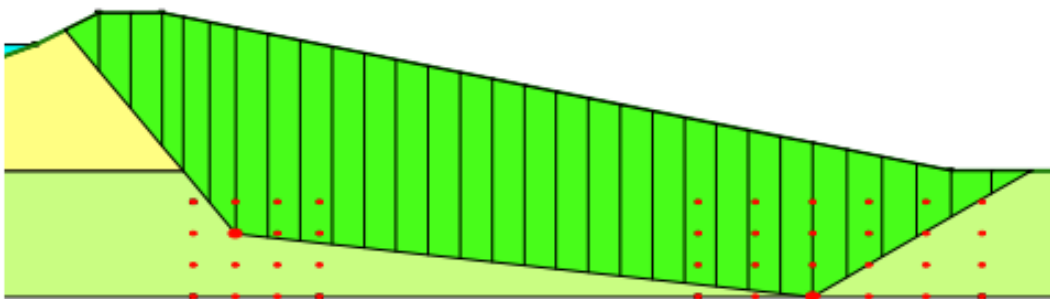


**Fuente: (GEO-SLOPE International, Ltd., 2020)**

### - Deslizamientos en bloques

Consisten por lo general en dos o tres planos de deslizamiento que, al fallar, la masa deslizante se desplazaría en forma conjunta como un bloque. Se analizan superficies de este tipo en presas cimentadas en material más deformable, como suelos o rocas blandas.

**Ilustración 22: Deslizamiento en bloques.**



**Fuente: (GEO-SLOPE International, Ltd., 2020)**

#### o Superficie crítica en fallas circulares.

Para encontrar la superficie crítica deben tantearse múltiples valores de radio y ubicaciones del centro. Pueden utilizarse los métodos siguientes:

**- Método de Ostrovski**

Es un método aproximado para encontrar la superficie crítica, o al menos una superficie cercana a la crítica, permitiendo precisar un área donde se buscará el centro crítico y el radio a utilizar. Método muy práctico para análisis sin uso de softwares.

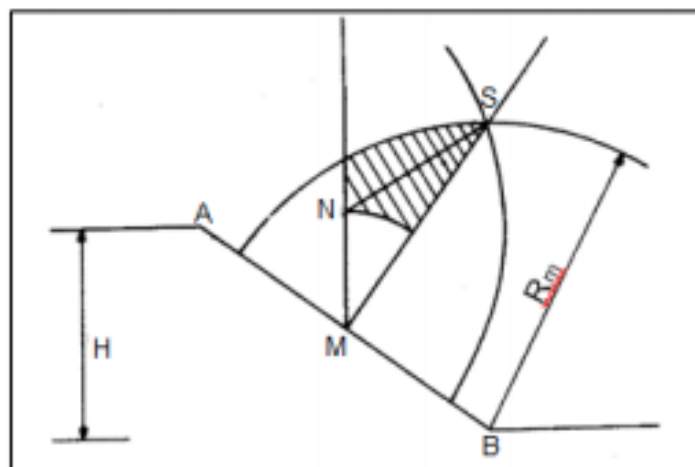
El procedimiento es el siguiente: “En la siguiente figura se muestran los principales elementos del método, el cual consiste en tomar como centro los puntos A y B y con  $R_m$  trazar dos arcos que se corten en S; desde S se traza la normal al talud SM y desde M se levanta una vertical. Haciendo radio en M y con radio  $\frac{1}{2}SM$  se traza un arco que pase por N. El centro crítico se encontrará en la recta NS y se busca a lo largo de esta recta hasta el encontrar el FS mínimo. Luego se determinan los factores de seguridad para ese punto en  $R_{m\acute{a}x}$  y  $R_{m\acute{i}n}$ ” (Cordero Mejias, 2017).

**Tabla 21: Radios recomendados para emplear el método de Ostrovski.**

	R/H (Radio : altura de talud)			
Talud	1:1	1:2	1:3	1:4
$R_m$	1.65	1.95	2.6	3.6
$R_{max}$	2.2	2.5	3.3	4.7
$R_{min}$	1.1	1.4	1.9	2.5

Fuente: (Cordero Mejias, 2017)

**Ilustración 23: Elementos del método de Ostrovski.**



Fuente: (Cordero Mejias, 2017)

- **Método de Radio–Centro**

Es un método iterativo para encontrar la superficie crítica mediante la prueba de distintos radios y centros de la superficie circular de falla. Método engorroso de realizar de forma manual, por lo cual su uso se enfoca en el análisis con softwares.

- **Método de Entrada–Salida.**

Es un método iterativo para encontrar la superficie crítica mediante la prueba de diferentes puntos de entrada y salida de una superficie circular a través de la masa analizada. Su uso se enfoca en el análisis con softwares.

o **Superficie crítica en fallas compuestas.**

En presas heterogéneas (llámese presas zonadas, presas núcleo y presas pantalla) cimentadas en materiales poco deformables, el deslizamiento circular no siempre se adecúa al fallo real de la presa. Por lo tanto, además de superficies circulares se recomienda probar con superficies planares, compuestas y bloques de deslizamiento, con especial interés en planos de discontinuidad que puedan tener relevancia en el potencial fallo por deslizamiento.

▪ **Métodos de análisis de estabilidad al deslizamiento**

Lo principal del análisis de estabilidad de taludes está en pensar el problema en términos de cinco componentes:

- o **Geometría.** La descripción de la estratigrafía de la estructura y las potenciales superficies de falla;
- o **Resistencia al corte de los suelos / rocas.** Los parámetros utilizados para describir la resistencia del material, tal como cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción ( $\phi$ );
- o **Presiones intersticiales.** Definir las condiciones de presión de agua en régimen permanente y en régimen variable;
- o **Reforzamientos.** Si hay estructuras de reforzamiento (como anclajes, pilotes, micro pilotes, muros de retención, etc.) habrá que considerarse en el análisis;
- o **Condición de cargas.** Las cargas impuestas a la estructura, tal como presión hidrostática o cargas dinámicas de sismo.

- **Análisis de régimen permanente.** Se considera estado de régimen permanente cuando las variables de entrada del sistema analizado permanecen constantes. En éste análisis se consideran los cinco componentes, pero la componente de presiones intersticiales se considera en estado de régimen permanente. Las combinaciones de sollicitaciones a analizar en estado de régimen permanente son:  $N1$ ,  $A2$ ,  $A4$  y  $E1$ .

- **Métodos de límite de equilibrio**

A grandes rasgos, los métodos de límite de equilibrio se basan en satisfacer dos condiciones de equilibrio: Momento de Equilibrio  $F_m$ , y Fuerza de Equilibrio  $F_f$ . La mecánica de los métodos consiste en discretizar la superficie de potencial deslizamiento en rebanadas de igual espesor (condición de geometría), analizar las fuerzas presentes en dichas rebanadas con un diagrama de cuerpo libre (condición de cargas y reforzamiento) y satisfacer las condiciones de equilibrio con las propiedades de resistencia del material y las condiciones de agua en el suelo (condición de resistencia al corte y presiones intersticiales).

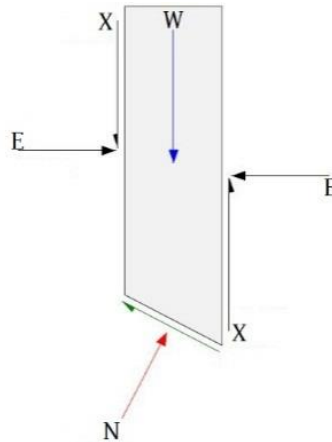
El método general de límite de equilibrio es el método publicado por Morgenstern-Price en 1965, el cual satisface las condiciones de momento y fuerza de equilibrio para una masa deslizante. Otro método que satisface ambas condiciones es el método de Spencer que, en resumen, es una variación del método general.

Dado que éstos métodos son sumamente difíciles de ejecutar manualmente, con el tiempo se desarrollaron métodos simplificados, con la limitante de que solo satisfacen una de las dos condiciones límites. Los métodos simplificados más conocidos son los de Fellenius, Bishop, Janbu, USCE, Lowe-Karafiath y Sarma.

En el presente documento se consideró suficiente la explicación del método generalizado de Morgenstern-Price y el método simplificado de Bishop, para propósitos de diseño. Ambos métodos de análisis arrojan factores de seguridad aceptables. Además, muchos de los otros métodos mencionados tienen la misma base teórica.

- **Método de Morgenstern-Price**

Este método considera todas las fuerzas actuantes en la rebanada, lo que permite satisfacer ambas condiciones límite. El diagrama de cuerpo libre:



**Ilustración 24: Cuerpo libre de rebanadas en el método M-P**

**Fuente: (GEO-SLOPE International, Ltd., 2020)**

$W$ , el peso de la rebanada considerando las presiones intersticiales  $\mu$  en el sistema.  $N$ , la fuerza normal a la superficie de deslizamiento.  $X$ , la fuerza cortante entre rebanadas.  $E$ , la fuerza normal entre rebanadas. La fuerza normal y cortante entre dovelas se relacionan por la expresión de Morgenstern y Price:

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

Donde  $f(x)$  es la función que describe el posible comportamiento de la relación  $X/E$  a lo largo de las rebanadas de la superficie de deslizamiento, que generalmente varía de 0. a 1.0. Las funciones más utilizadas son: constante, medio seno, sinusoidal recortada, trapezoidal, y por datos de puntos específicos (personalizada). La mayoría de softwares de análisis de taludes permiten configurar el método M-P con cualquiera de estas funciones. La función más usada es la de medio seno, y si se utiliza la función constante estaríamos aplicando el método de Spencer.

Lambda ( $\lambda$ ) es un factor de reducción/amplificación de  $f(x)$ , y se hacen análisis iterativos para encontrar el valor de  $\lambda$  en el cual  $X$  y  $E$  son iguales, así satisfaciendo ambas condiciones de equilibrio. Dicho valor se encuentra usualmente entre 0 a 0.6.

Las condiciones de equilibrio, que son los factores de seguridad, se obtienen con las siguientes expresiones:

$$F_m = \frac{\Sigma[c'\beta R + (N-\mu\beta)R \tan\phi']}{\Sigma Wx - \Sigma Nf \pm \Sigma Dd} \quad F_f = \frac{\Sigma[c'\beta \cos\alpha + (N-\mu\beta) \tan\phi' \cos\alpha]}{\Sigma N \operatorname{sen}\alpha - \Sigma D \cos\omega}$$

$c'$  y  $\phi'$  son la cohesión y ángulo de rozamiento efectivos del material.  $D$  es el peso puntualizado de la rebanada.  $\beta, R, x, f, d$  y  $\omega$  son parámetros geométricos del talud.  $N$  se obtiene de la siguiente expresión:

$$N = \frac{W + (X_{derecha} - X_{izquierda}) - \frac{(c'\beta \operatorname{sen}\alpha + \mu\beta \operatorname{sen}\alpha \tan\phi')}{F}}{\cos\alpha + \frac{\operatorname{sen}\alpha \tan\phi'}{F}}$$

$F$  es  $F_m$  cuando se introduce  $N$  en la ecuación de momento de equilibrio, y es  $F_f$  cuando se introduce  $N$  en la ecuación de fuerza de equilibrio. Este método es iterativo y sumamente complejo de ejecutar manualmente, por lo cual se recomienda utilizar hojas de cálculo programables o utilizar softwares con la disponibilidad de éste método.

#### ○ Método de Bishop

Este método no considera la fuerza cortante entre franjas en las fuerzas actuantes, pues evalúa la ecuación de Morgenstern-Price con lambda ( $\lambda$ ) igual a cero. Esto simplifica la metodología, pues no es necesario iterar valores de lambda ( $\lambda$ ) ni utilizar funciones de relación  $X/E$ , pero limita el análisis a solo satisfacer la condición de momento de equilibrio. Por lo tanto, el factor de seguridad será el obtenido de la ecuación simplificada de momento de equilibrio:

$$F_m = FS = \frac{1}{\Sigma W \operatorname{sen}\alpha} \sum \left[ \frac{c\beta + W \tan\phi' - \frac{c\beta}{FS} \operatorname{sen}\alpha \tan\phi'}{m_\alpha} \right]$$

$$m_\alpha = \cos\alpha + \frac{\operatorname{sen}\alpha \tan\phi'}{FS}$$

Se puede notar que  $FS$  se encuentra en ambos lados de la expresión, lo que indica que también es un método iterativo y debe proponerse un valor inicial. La mayoría de softwares de análisis geotécnicos proponen un valor inicial  $FS$  igual al estimado por el método de Fellenius.

- **Limitaciones de los métodos de límite de equilibrio**

Las limitaciones principales de los métodos de límite de equilibrio radican en que no toman en cuenta los estados tensodeformacionales reales en el talud. Éstos métodos están basados puramente en principios de estática sin considerarse la distribución real de los esfuerzos en la estructura, obteniéndose así dos limitantes clave:

- (1) No se obtienen distribuciones de esfuerzos realistas. La estructura se asume indeformable, lo que en la realidad no es cierto.
- (2) No pueden considerarse factores de seguridad locales. Todas las rebanadas poseen el mismo FS, lo que en la realidad no es cierto.

Esto hace que se requiera especial cuidado al analizar taludes que presenten notables concentraciones de esfuerzos debido a la forma de la superficie de deslizamiento o por elementos estructurales de reforzamiento. Eso sí, no significa que los factores de seguridad obtenidos por estos métodos sean necesariamente inaceptables, solo se debe de estar consciente de los contextos en los que los métodos de límite de equilibrio no deberían usarse.

- **Método de elementos finitos**

La teoría detrás del método de elementos finitos sobrepasa al contenido de esta guía, pero si se aborda su aplicación para el análisis de taludes y las herramientas que se necesitan.

Lo primero, discretizar la estructura a analizar. Para ello se ha de discretizar el talud configurando una malla de elementos finitos según la precisión deseada. Por ejemplo, utilizar mallas de  $10 \times 10$  *elementos* en las áreas de más cuidado como el cuerpo y pie de talud, y mallas más amplias en áreas de menor cuidado como la coronación o el cimiento. Esto es solo un ejemplo, pues dependerá de las dimensiones del talud.

Lo segundo, definir el estado tensodeformacional de la estructura. Para ello se ha de realizar un análisis de distribución de esfuerzos en el talud con el método de



elementos finitos. Es posible hacerlo con un software geotécnico como SIGMA/W de la empresa GeoSlope.

Lo tercero, directamente analizar el factor de seguridad de la potencial superficie de deslizamiento con el método de elementos finitos, o importar los resultados del análisis de distribución de esfuerzos a un análisis de límite de equilibrio. La primera opción permite obtener factores de seguridad locales para las rebanadas, lo cual es sumamente valioso en el análisis de taludes que presenten notables concentraciones de esfuerzos. Cualquiera de las dos opciones que se elija, es posible realizarlo con un software geotécnico como SLOPE/W de la empresa GeoSlope.

▪ **Análisis de régimen variable (Desembalse Rápido)**

Se considera estado de régimen variable o transitorio cuando, en el sistema analizado, las variables de entrada cambian en el tiempo. En este análisis se consideran los cinco componentes de análisis de taludes, pero la componente de presiones intersticiales se considera en estado de régimen variable.

Cuando el análisis se considera de régimen permanente y el nivel del embalse permanece, la fuerza hidrostática es una fuerza estabilizante sobre el paramento de aguas arriba. Cuando se torna en régimen variable y el nivel del embalse disminuye, las condiciones de drenaje del espaldón de aguas arriba y del núcleo se torna en una fuerza desestabilizante.

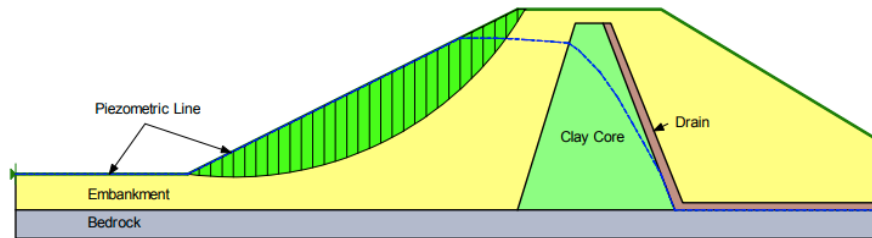
Se considera desembalse rápido progresivo cuando el nivel de agua en el embalse disminuye a razón de 10 a 15 cm/día. Las combinaciones a analizar en este estado son: A3, desembalse rápido. A4, fallo de drenaje (en situaciones de desembalse rápido).

○ **Desembalse instantáneo (Método de resistencia efectiva simple)**

Este método asume que el desembalse ocurre de manera instantánea, el peor escenario posible. Para el análisis se puede utilizar cualquier método de estabilidad de taludes de límite de equilibrio o de elementos finitos, solo se debe definir correctamente la línea piezométrica antes del desembalse. En este caso, la línea

piezométrica dentro del cuerpo de la presa es la misma que se obtiene de un análisis de filtraciones en régimen permanente, pero fuera del cuerpo, la línea piezométrica será el contorno de la presa y el cimiento.

Los parámetros de resistencia a utilizar en el análisis de estabilidad son la cohesión efectiva  $c'$  y el ángulo de rozamiento efectivo  $\phi'$ .



**Ilustración 25: Línea piezométrica post desembalse instantáneo.**

**Fuente: (GEO-SLOPE International, Ltd., 2020)**

- **Desembalse progresivo (Método de resistencia efectiva rigurosa)**

Es un método multi-etapas que evalúa las condiciones de presiones intersticiales por medio de un análisis de filtraciones transitorias por elementos finitos, lo que permite modelar el desembalse como un proceso más que una condición instantánea.

En el análisis de filtraciones transitorias se definen las líneas piezométricas para diferentes etapas del desembalse (desde el nivel de embalse lleno hasta el nivel de embalse vacío) considerando un tiempo o una velocidad de desembalse, datos que proporciona el estudio hidrológico. La estabilidad del talud aguas arriba se estima para cada una de dichas etapas, compuestas por una línea piezométrica previo-desembalse y una línea piezométrica post-desembalse. Los parámetros de resistencia a utilizar en los análisis de estabilidad son la cohesión efectiva  $c'$  y el ángulo de rozamiento efectivo  $\phi'$ .

- **Método de Duncan, Wright & Wong (método de resistencia no drenada)**

Igual al anterior, es un método multi-etapas que evalúa las condiciones de presiones intersticiales por medio de un análisis de filtraciones transitorias. La diferencia radica en el análisis de estabilidad, donde se incluyen los parámetros de resistencia del material de la presa en condiciones no drenadas (esfuerzos totales).

La premisa principal del método es asegurarse que la resistencia no drenada, calculada previo-desembalse, no exceda la resistencia drenada calculada post-desembalse.

Éstos tres métodos están disponibles para su aplicación en softwares de diseño geotécnico como RockSlide o SLOPE/W. Para abordar más profundamente los métodos de estabilidad de taludes aplicados a presas se recomienda la normativa DS13-4 “Normativa de Diseño para Presas de Materiales Suelos. Capítulo 4: Análisis Estáticos de Estabilidad” (USBR, 2011).

#### ▪ **Análisis Sísmico**

En éste análisis se consideran todos los componentes clave del análisis de estabilidad, pero en la componente de condición de cargas se consideran los efectos de sismo en la estructura. Las combinaciones a analizar considerando sismo son: *A5, E2, E3, E4* y *E5*.

##### ○ **Análisis Pseudoestático**

En éste análisis, los efectos de un sismo se pueden representar de forma simplificada por fuerzas inerciales (fuerza pseudoestática o estática equivalente) aplicadas a través del centroide de la masa deslizante que se producen por las aceleraciones pseudoestáticas.

El procedimiento de análisis es el mismo a emplear que en la estabilidad de taludes por métodos de límite de equilibrio o elementos finitos, con la diferencia que se añade a las fuerzas del diagrama de cuerpo libre de cada rebanada, las fuerzas sísmicas equivalentes aplicadas directamente al centroide de dicha rebanada.

Las fuerzas sísmicas a aplicar debido a aceleraciones pseudoestáticas con las siguientes:

$$F_h = k_h \cdot W \qquad F_v = k_v \cdot W$$

Donde  $k_h$  es la aceleración espectral horizontal  $= \frac{a_h}{g}$ , y  $k_v$  es la aceleración espectral vertical  $= \frac{a_v}{g}$ . Generalmente se omite la fuerza sísmica  $F_v$  ( $k_v = 0$ ), a menos que se especifique, pues el efecto que provocan las ondas sísmicas en la dirección vertical puede considerarse despreciable.

$a_h$  y  $a_v$  son las aceleraciones de cálculo en la dirección horizontal y dirección vertical respectivamente. La aceleración de cálculo  $a_h$  puede determinarse a través del espectro de diseño estipulado para Nicaragua en el reglamento nacional de la construcción RNC-07.

Existen otros métodos para analizar presas considerando los efectos sísmicos, como el análisis dinámico y el análisis de estabilidad a la licuefacción, pero dada la profundidad de la teoría detrás de estos métodos se hace una especial recomendación a la obra “Geotechnical Earthquake Engineering” del autor Steven L Kramer (1996).

- **Análisis en distintas fases de construcción**

En éste análisis se evalúa la estabilidad de la estructura en las configuraciones de la geometría de sus distintas fases de construcción, y los demás componentes del análisis se estiman para dichas configuraciones de la geometría. La solicitud a analizar es A1. Es importante remarcar que éste análisis se realiza en base a los términos de referencia del proyecto, teniendo en cuenta las fases y métodos de construcción definidos para la presa.

### **3.5.2. Análisis de filtraciones y estabilidad interna**

- **Análisis de filtraciones en el modelo geotécnico de la presa-cimiento**

Entre mejor entendemos la interacción entre el agua y el material del cuerpo de la presa, mejor entenderemos como lidiar con sus efectos. Algunos de estos: tubificación, sifonamiento y sufusión. Además, analizar dicha interacción nos permite conocer las cuantías de filtraciones en la estructura y evaluar su permeabilidad conjunta.

Para el análisis de filtraciones es posible hacerlo de tres maneras; el método analítico, donde el comportamiento del agua puede describirse como un todo a través de una solución analítica a la ecuación de Laplace; el método gráfico, donde el comportamiento del agua se interpreta con líneas de flujos y líneas equipotenciales; elementos finitos, donde se discretizar la estructura para entender el comportamiento del agua en cada elemento finito. Aquí se abordan los dos últimos métodos.

- **Método gráfico (redes de flujo)**

- **Ecuación de Laplace:**

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

Esta es la ecuación de Laplace para suelos anisotrópicos, donde  $i_x = -\frac{\partial h}{\partial x}$ , el gradiente hidráulico en la dirección horizontal, e  $i_z = -\frac{\partial h}{\partial z}$ , el gradiente hidráulico en la dirección vertical.  $k_x$  es la conductividad hidráulica en la dirección horizontal, y  $k_z$  es la conductividad hidráulica en la dirección vertical.

Cuando  $k_x = k_z$ , que es una condición ideal, se da cuando la permeabilidad es la misma en todas direcciones. En estos casos, la ecuación anterior se puede reducir:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Esta es la ecuación de Laplace para suelos isotrópicos. El trabajar modelos de redes de flujo con condiciones isotrópicas es requerimiento para aplicar la ecuación de Laplace, pero tales condiciones son ideales y no se presentan en la realidad. Para esto utilizamos el concepto de transformación de sección, con el fin trabajar un modelo realista bajo condiciones idealistas. Para ello, transformaremos la escala de una de las coordenadas de la gráfica con el fin de igualar  $k_x$  y  $k_z$ . Para este caso transformaremos la escala horizontal.

$$x_c = x \sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$$

Donde es  $x$ , la coordenada horizontal.  $x_c$ , la coordenada horizontal transformada. Entonces la ecuación de Laplace para condiciones isotrópicas se puede aplicar de la siguiente manera:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x_c^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

La permeabilidad equivalente a utilizar sería:

$$k_e = \sqrt{k_x k_z}$$

En cuanto a la permeabilidad para los materiales del cuerpo y el cimiento de la presa, la permeabilidad vertical  $k_z$  es la permeabilidad mínima  $k_{min}$  y puede

encontrarse a partir de los ensayos de permeabilidad en laboratorio. La permeabilidad horizontal  $k_x$  es la permeabilidad máxima  $k_{max}$  y oscila entre diferentes valores.

**Tabla 22: Valores de  $K_{max}$  y  $K_{min}$  para diferentes presas**

Tipo de cortina	$k_{max}$
Presas homogéneas y zonadas	$k_{max} = 9 k_{min}$
Núcleos de presas de escollera	$k_{max} = 10 k_{min}$
Espaldones de presas de escollera	$k_{max} = [20 - 25] k_{min}$
Cimientos granulares gruesos (GC y GM)	$k_{max} = [20 - 25] k_{min}$
Cimientos de suelos con propiedades muy variables	$k_{max} = [50 - 100] k_{min}$

Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)

Las comprobaciones de permeabilidad serán las siguientes:

- Permeabilidad horizontal máxima, para la comprobación de velocidades, caudales y estabilidad del talud de aguas abajo.

$$k_x = k_{max}$$

- Permeabilidad horizontal igual a la vertical, para la comprobación de la estabilidad del talud de aguas arriba.

$$k_x = k_{min}$$

- o **Construcción general de redes de flujo**

Esto consiste en dibujar la red de forma iterativa manteniendo en mente las condiciones de frontera y las propiedades de la red, y permanecer lo más fiel posible a estas. El mejor procedimiento es dibujar un pequeño número de líneas de corriente, digamos 2 o 3, siguiendo una partícula imaginaria de agua desde el límite aguas arriba hasta el límite aguas abajo (Baars, 2016). Tras múltiples intentos, se pretende se logre trazar una red lo suficientemente precisa.

A continuación, se enumeran las condiciones para el trazado de las redes de flujo, acompañados de la Ilustración 29:

- **Condición I:** Las superficies aguas arriba y aguas abajo de la capa permeable (líneas  $ab$  y  $xy$ ) son líneas equipotenciales.
- **Condición II:** Debido a que  $ab$  y  $xy$  son líneas equipotenciales, todas las líneas de flujo las intersectan en ángulos rectos.

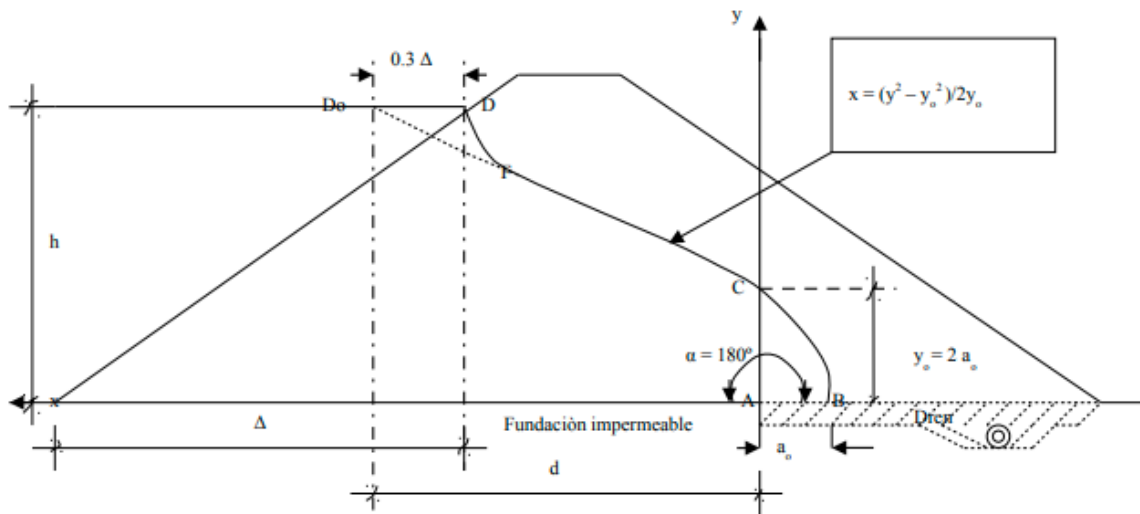
- **Condición III:** El límite de la capa impermeable, es decir, la línea  $mn$ , es una línea de flujo, y también lo es la superficie de la pila de láminas impermeable, línea  $bex$ .
- **Condición IV:** Las líneas equipotenciales intersecan  $bex$  y  $mn$  en ángulo recto.
- o **Trazado de la línea de filtración superior de una cortina de material homogéneo**

Las condiciones aplicadas anteriormente en el ejemplo de tablaestacas son extrapolables a cualquier otro medio permeable. Para el caso de una cortina de presa, las mismas condiciones se pueden aplicar si se tienen la permeabilidad y la granulometría del material.

La condición más importante a definir es la línea de filtración superior L.F.S. que atraviesa la cortina. Dicha línea entra a la cortina en un ángulo normal al paramento de aguas arriba y cierra en un ángulo normal al filtro-dren aguas abajo (ángulo de punto de cierre  $\alpha = 180^\circ$ ). La curva es parabólica y puede ser trazada con la siguiente expresión:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y}$$

Esta expresión es conocida como la parábola de Kozeny.



**Ilustración 26: Parábola de Kozeny en una presa homogénea isótropa con dren horizontal.**  
**Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)**

La curva se ajusta en el paramento aguas abajo con un punto de entrada  $D_o$ , así uniéndose de forma más realista al punto F. El valor  $y_o$  se estima con la siguiente expresión:

$$y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

Cuando el filtro-dren no sea un manto drenante (ángulo de punto de cierre  $\alpha < 180^\circ$ . Por ejemplo: un repié drenante, un filtro-dren de chimenea vertical, etc.), la parábola se ajusta cerrando a una distancia  $\Delta_a$  del punto de cierre que daría la forma original de la curva.  $\Delta_a$  se encuentra con la siguiente relación empírica elaborada por Casagrande:

$$\Delta_a = c \cdot (a + \Delta_a)$$

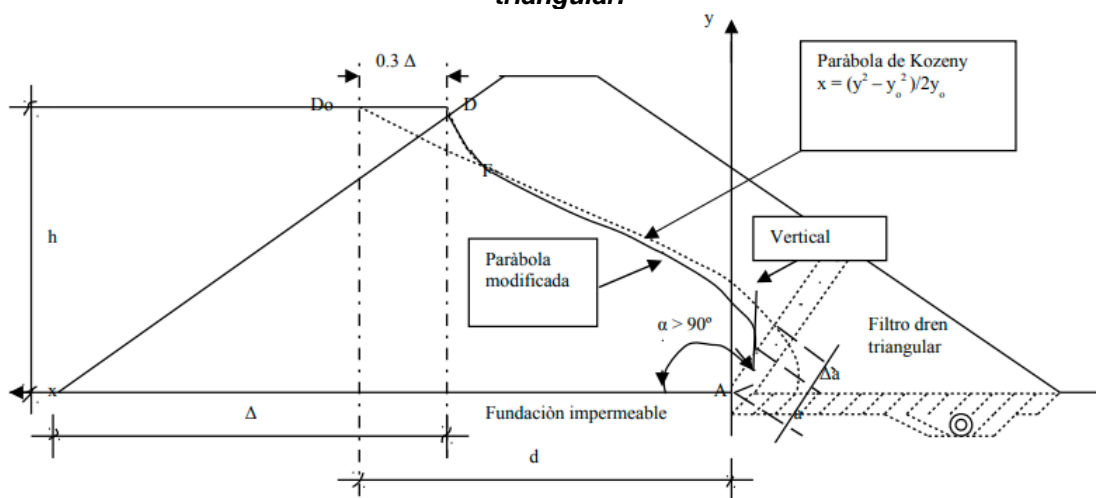
Donde  $c$  se obtiene de la siguiente tabla:

**Tabla 23: Valores de  $c$ .**

$\alpha$	$c$	$\alpha$	$c$	$\alpha$	$c$
30°	0.32	100°	0.24	150°	0.09
60°	0.32	110°	0.21	160°	0.06
70°	0.31	120°	0.18	170°	0.04
80°	0.28	130°	0.16	180°	0.00
90°	0.26	140°	0.13		

Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)

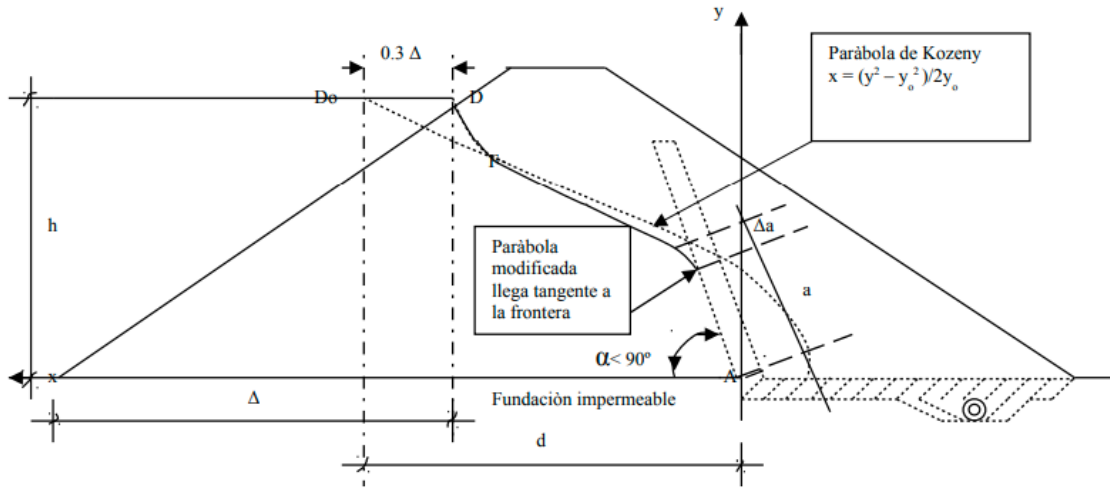
**Ilustración 27: Línea de filtración en una presa homogénea e isotrópica con dren inclinado triangular.**



Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)



**Ilustración 28: Línea de filtración en una presa homogénea e isotrópica con dren tipo chimenea.**



**Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)**

○ **Cálculo de caudal de infiltración**

Las redes de flujo son una forma útil de determinar el caudal de infiltración que se da debajo de una estructura o incluso, a través del cuerpo de una presa con materiales que no son perfectamente impermeables. Tal caso son las presas de tierra.

Si el caudal de infiltración se calcula por unidad de longitud, la ecuación de Darcy queda de la siguiente manera:

$$\Delta q = k \Delta h$$

Considerando  $N_f$  el número de canales de flujo y  $N_d$  el número de caídas equipotenciales. La sumatoria de todas las caídas equipotenciales será igual a la diferencia de nivel de aguas arriba con el nivel de aguas abajo y la sumatoria de todos los caudales que pasan a través de un canal de flujo es igual al caudal total. Dicho esto, se conoce:

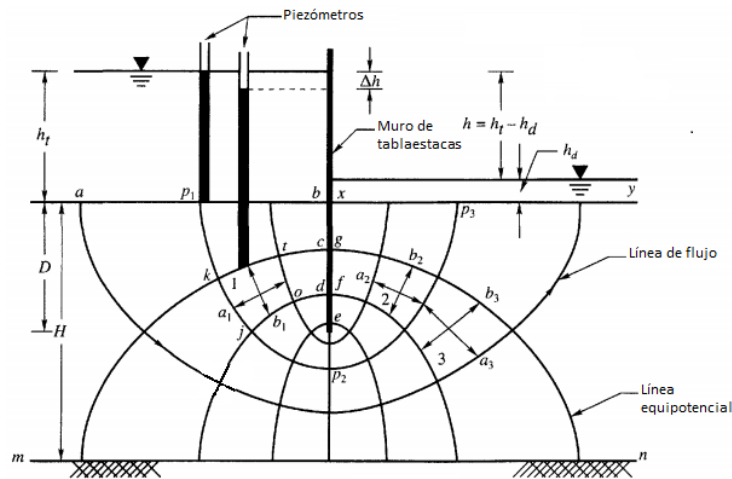
$$\Delta h = \frac{h}{N_d} \qquad q = N_f \Delta q$$

Sustituyendo en las ecuaciones planteadas, se obtiene:

$$q = kh \frac{N_f}{N_d}$$

Para suelos anisotrópicos:

$$q = k_e h \frac{N_f}{N_d}$$



**Ilustración 29: Cálculo de caudal en una red de flujo.**

**Fuente: (Murthy, 2002).**

#### ▪ Método de elementos finitos

Con el avance de la tecnología, la construcción de redes de flujo también es posible por medio de softwares, y por lo general, se basan en el método de elementos finitos. Esto representa un significativo ahorro de recursos pues el análisis de presas de tierra puede tardar unos pocos minutos.

La teoría del método sobrepasa al contenido de esta guía, pero se hace especial recomendación al software SEEP/W que nos permitirá hacer dos análisis clave:

- Análisis de filtraciones de régimen permanente
- Análisis de filtraciones de régimen transitorio

El análisis de filtraciones de régimen permanente es posible hacerlo también por el método gráfico, pero es mucho más práctico de realizar con elementos finitos. Los resultados de este análisis son utilizados en los métodos de estabilidad de taludes en régimen permanente.

El método de filtraciones de régimen transitorio, por su complejidad, es viable de realizar solamente con el método de elementos finitos, y los resultados son utilizados en los métodos de estabilidad de taludes en régimen variable.

- **Análisis de estabilidad interna**

- **Cálculo de presiones de infiltración**

La presión provocada por el paso del agua, en cualquier punto a lo largo del recorrido del flujo, es un factor muy importante para evaluar la estabilidad interna en el cimiento y el cuerpo de la presa.

Las presiones de infiltración reducen la fricción entre los granos, así generando inestabilidad en la estructura. Consideremos el elemento cúbico 1 [ktjo] en la Ilustración 34. Consideraremos  $h_1$  la altura piezométrica en la cara kt, y  $h_2$  la altura piezométrica en la cara jo. La fuerza actuante en una cada cara del elemento se define así:

$$P_{kt} = P_1 = a^2 \gamma_w h_1 \qquad P_{jo} = P_2 = a^2 \gamma_w h_2$$

El diferencial de presión que actúa en el elemento:

$$P_1 - P_2 = P_3 = a^2 \gamma_w (h_1 - h_2)$$
$$P_3 = a^2 \gamma_w \Delta h = a^3 \frac{\Delta h}{a} \gamma_w = a^3 i \gamma_w$$

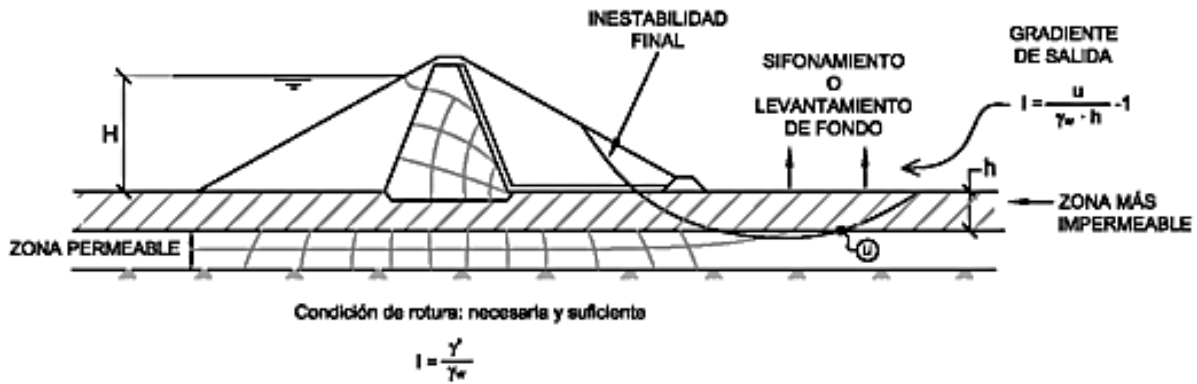
El valor  $i$  es el gradiente hidráulico, y  $a^3$  es el volumen del elemento. La fuerza por unidad de volumen se expresa:

$$P_s = i \gamma_w$$

Esta fuerza es la llamada presión de infiltración.

- **Sifonamiento**

Es la condición hidráulica de los suelos donde la presión efectiva se vuelve nula, por lo tanto, pierde totalmente su resistencia. Este efecto se puede dar con mayor frecuencia en cimientos con materiales granulares. Para evitar el sifonamiento se debe garantizar que los gradientes hidráulicos en el cimiento de la presa no lleguen a una condición crítica.



**Ilustración 30: Fallo de una presa por sifonamiento.**

**Fuente: (SPANCOLD, 2018).**

Si el valor de la presión de infiltración llegase a igualar el valor del peso unitario sumergido  $\gamma_b$ , que es la fuerza estabilizante del sistema, la fricción entre las partículas de suelo se elimina, igualmente la resistencia al corte. En este punto el gradiente hidráulico es crítico.

$$i_c \gamma_w = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1 + e} = \frac{\gamma_s - 1}{1 + e}$$

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{\gamma_s - 1}{1 + e}$$

A este estado se le conoce como licuefacción por gradiente crítico, también llamado Sifonamiento. Esto no es más que una condición hidráulica de los suelos que, en contextos como presas de tierra, ha sido una de las principales causas de fallas. Esta vía teórica de encontrar el gradiente crítico del material solo es aplicable a suelos principalmente granulares, como las arenas o gravas. Un factor de seguridad al sifonamiento mayor a 5 es aceptable.

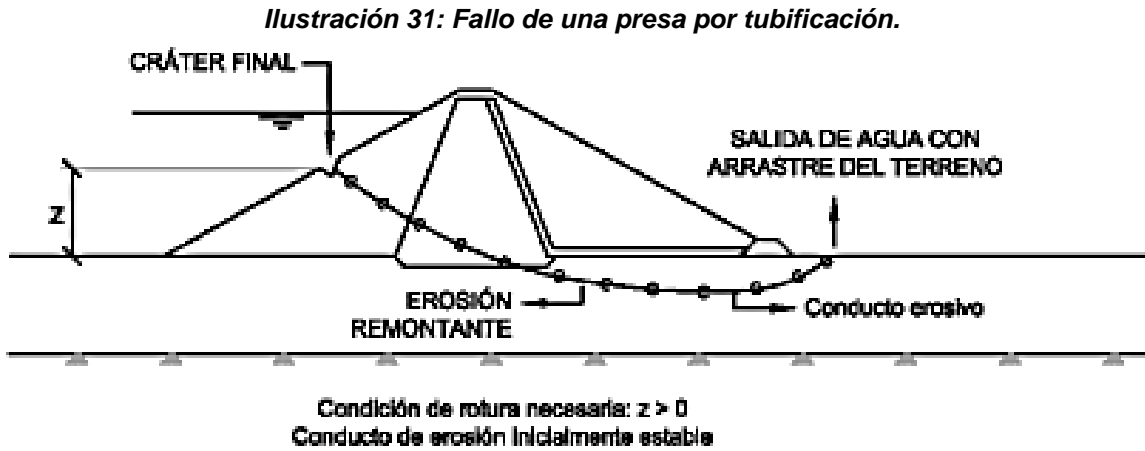
$$(FS)_{sifonamiento} = \frac{i_c}{i} \geq 5.0$$

Para suelos cohesivos habrá de determinarse el gradiente crítico de forma empírica por medio de pruebas de permeabilidad, pues la cohesión influye mucho sobre resistencia al sifonamiento y a la tubificación.

o **Tubificación**

La tubificación es la formación de conductos o tubos individuales dentro del cuerpo de la presa y/o el cimiento debido principalmente a problemas geotécnicos de los suelos, pero también debido a la fuerza de arrastre del agua de filtración. Este

problema de erosión interna suele darse en materiales granulares, y materiales de grano fino con problemas de solubilidad (yesos, calizas, dolomías, etc.) y en suelos arcillosos con problemas de dispersabilidad.



**Fuente: (SPANCOLD, 2018)**

En suelos granulares, este fenómeno puede identificarse con la ecuación de gradiente crítico abordado en la sección de sifonamiento, y también con el diagrama de Hjulström que está en función de la granulometría del material y las velocidades de flujo a la que aparece la erosión interna.

En el caso de materiales solubles y arcillas dispersivas, este fenómeno habrá de evaluarse para los materiales que componen la presa y el cimiento con los ensayos de laboratorio correspondientes: ensayo Pinhole ASTM D 4647, ensayo Crumb UBSBR 5400-89, ensayo del Doble Hidrómetro ASTM D 4221.

Si alguno de estos materiales presenta posibilidades de fallar por tubificación, se ha de encontrar las velocidades de filtración a las que el material cedería.

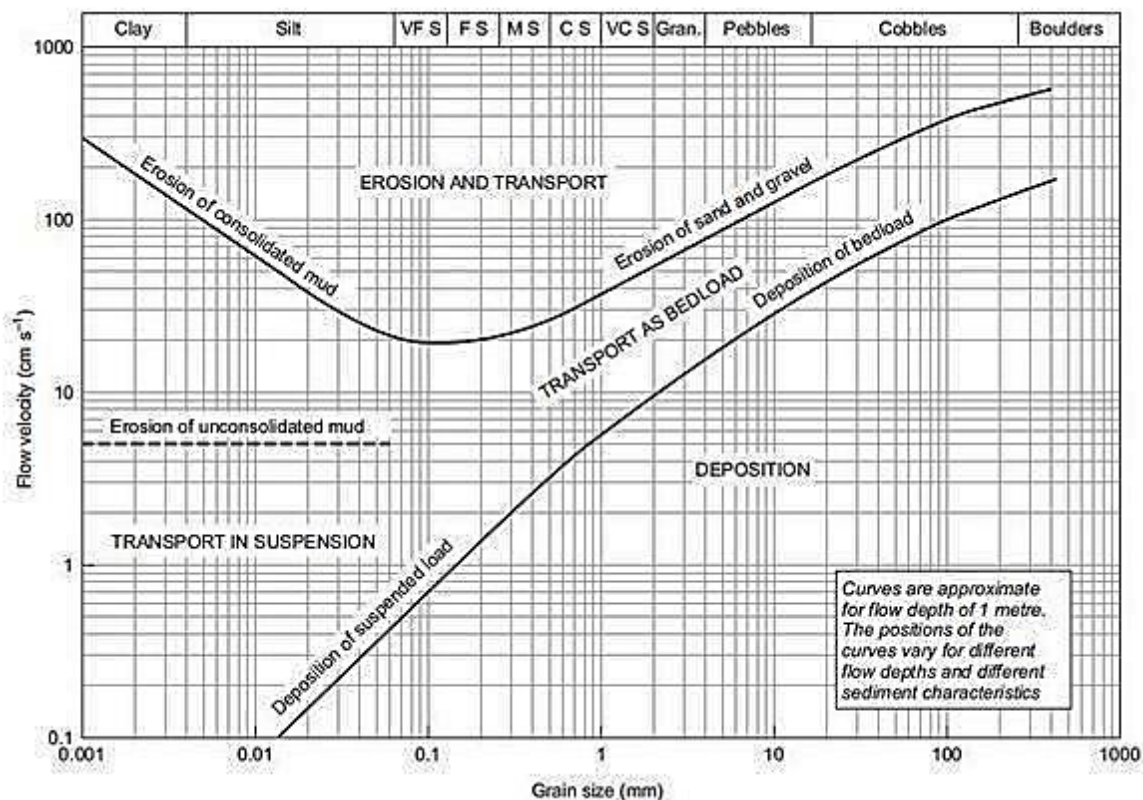
**Tabla 24: Grado de resistencia a la tubificación en diferentes suelos**

<u>Gran resistencia</u>	Arcillas muy plásticas (IP > 15%), bien compactadas.
	Arcillas muy plásticas (IP > 15%), con compactación deficiente.
<u>Resistencia media</u>	Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media (IP > 6%), bien compactadas.
	Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media (IP > 6%), deficientemente compactadas.

	Mezclas no plásticas bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo (IP < 6%).
<u>Baja resistencia</u>	Mezclas no plásticas bien graduadas y deficientemente compactadas, de grava, arena y limo (IP < 6%).
	Arenas limpias, finas, uniformes (IP < 6%), bien compactadas.
	Arenas limpias, finas, uniformes (IP < 6%), deficientemente compactadas.

Fuente: (Huamán Vidaurre, 2009)

**Ilustración 32: Diagrama de Hjulström.**



Fuente: <http://sedimentologia4all.blogspot.com/2016/03/el-diagrama-de-hjulstrom-nos-relaciona.html>

Algunas posibles soluciones a este problema son:

- **Para suelos granulares:**
  - Incrementar la densidad de estos para reducir los vacíos. Una mala compactación de estos materiales puede ser la causa de contracciones y agrietamientos, que son caminos preferenciales del agua.

- Buscar granulometrías bien graduadas. Si el material es mal gradado, mezclar para obtener una granulometría bien graduada.
- Reducir el gradiente hidráulico mediante barreras, como la pantalla de impermeabilización en el cimiento.
- Utilizar filtros y drenes para interceptar caminos de filtración y reducir su potencial erosivo.
- **Para materiales de grano fino (solubilidad y dispersabilidad)**
  - Un control de calidad muy estricto. Ejemplo de esto es realizar una compactación adecuada, generalmente con una humedad de compactación del 2% por encima de la humedad óptima determinada en próctor estándar, y así evitar la contracción y el agrietamiento.
  - Uso de estabilizantes químicos como lo pueden ser: cal hidratada (generalmente alrededor de un 4%), cenizas volantes pulverizadas (generalmente alrededor de un 6%), solución de yeso mezclado en el suelo o agua, y sulfato de aluminio (generalmente alrededor de un 0.6%).

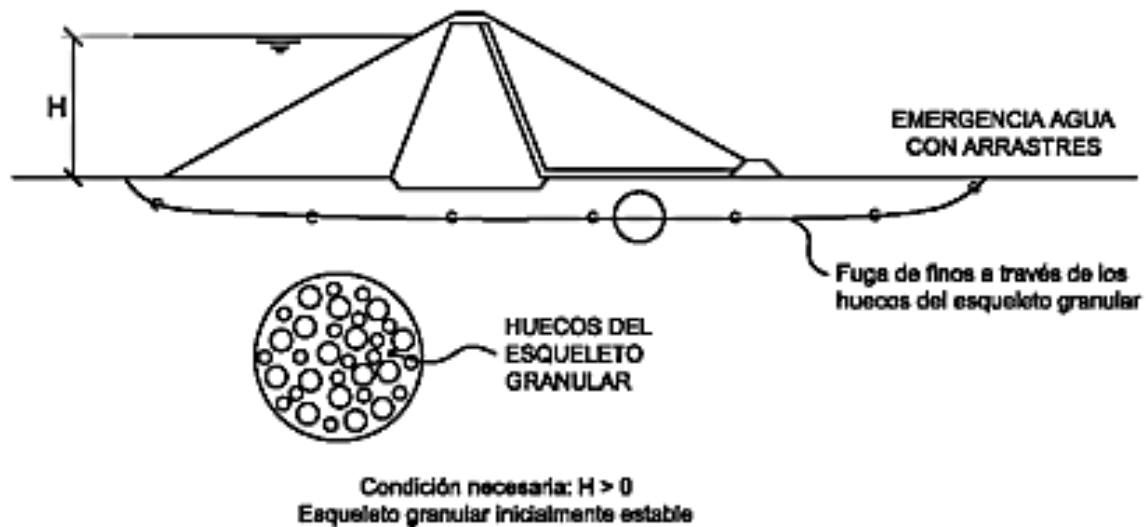
Una comprobación muy importante en la estabilidad a la tubificación es determinar el riesgo de agrietamiento interno debido a incompatibilidades de las deformaciones. Para ello se recomienda cumplirse con la siguiente razón:

$$0.005 > \frac{\delta}{H \cdot \cot \alpha} > 0.003$$

Donde  $\delta$  es el asentamiento en la coronación debido a consolidación primaria, H es la altura de la presa, y  $\alpha$  es el ángulo del talud de la presa.

- **Sufusión**

Este es problema de erosión interna y se traduce en el arrastre o migración de las partículas más finas de la granulometría. Esto se da debido a la falta de estabilidad interna del material presente, que al someterse a un gradiente hidráulico no es capaz de retener su propia granulometría fina con su granulometría más gruesa.



*Ilustración 33: Fallo de una presa por sufusión.*

*Fuente: (SPANCOLD, 2018)*

Para tratar este fenómeno se construyen filtros cuya función principal es detener el arrastre de finos y reducir el gradiente hidráulico de las filtraciones en el cuerpo de la presa.

### 3.5.3. Análisis tensodeformacional

Existen softwares geotécnicos, como Geo5 o SIGMA/W, que permiten realizar una variedad de análisis tensodeformacionales en estructuras de suelo basándose en el método de elementos finitos. En el diseño de presas, los análisis más utilizados son:

- **Análisis de distribución de esfuerzos**

Es utilizado para realizar análisis de estabilidad de taludes por elementos finitos, pues es necesario definir las condiciones de esfuerzos en el talud con un análisis lineal-elástico o un análisis elacto-plástico. También se utiliza para otros tipos de análisis como el de asentamientos y consolidación.

- **Análisis de asentamientos**

Este análisis proporciona información sobre las deformaciones de una estructura geotécnica como el cuerpo de una presa de tierra, deformaciones de estructuras adyacentes como el cimiento de la presa, y los estados de esfuerzos de dichas estructuras post asentamientos. Este análisis se puede llevar a cabo a partir de la siguiente información:



- Condiciones iniciales de los esfuerzos efectivos en la estructura;
- Condiciones finales de las presiones intersticiales;
- Condiciones de cargas en la estructura;
- Condiciones de frontera;
- Propiedades de los materiales.

▪ **Análisis de consolidación**

Este análisis permite entender el comportamiento en el tiempo de las presiones intersticiales en una estructura geotécnica y, por lo tanto, permite entender el desarrollo en el tiempo de los asentamientos de dicha estructura. Este análisis se puede llevar a cabo a partir de la siguiente información:

- Condiciones iniciales de esfuerzos (análisis de distribución de esfuerzos) y agua intersticial en la estructura (análisis de régimen transitorio);
- Tiempo y duración de periodos a evaluar la estructura (incrementos de tiempo y duración total del análisis);
- Condiciones hidráulicas de frontera (presiones intersticiales e infiltraciones)
- Propiedades hidráulicas y deformacionales de los suelos.

Para la comprensión de los métodos de análisis tenso-deformacional se recomienda la guía de usuario de modelado con SIGMA/W “Stress-Strain Modeling with GeoStudio” (GEO-SLOPE International, Ltd., 2020) donde se aborda la teoría detrás de cada análisis y la forma de aplicarlo en el software SIGMA/W.

## **4. CAPÍTULO IV: EJEMPLO HIPOTÉTICO**

## 4.1. Características generales de la presa, el cimiento y el embalse.

El propósito de este ejemplo es aplicar en la medida de lo posible los métodos y criterios de diseño de presas de tierra, que es uno de los objetivos de este documento. Los datos presentados son hipotéticos, de carácter didáctico, con el único propósito de utilizarse para explicar el procedimiento general de diseño de presas de tierra.

### 4.1.1. Características generales de la presa y el embalse.

- Ubicación: Municipio El Jícaro, departamento de Nueva Segovia, Nicaragua.
- Calado medio del embalse: 26 m
- Nivel de cimientos: 100.00 m.s.n.m.
- Nivel máximo de operación normal: 126.00 m.s.n.m.
- Nivel de avenida de proyecto: 128 m.s.n.m.
- Nivel de avenida extrema: 130 m.s.n.m.
- Nivel mínimo de operación 108 m.s.n.m.
- Longitud de coronación: 65 m.
- Área del vaso: 25 km<sup>2</sup>

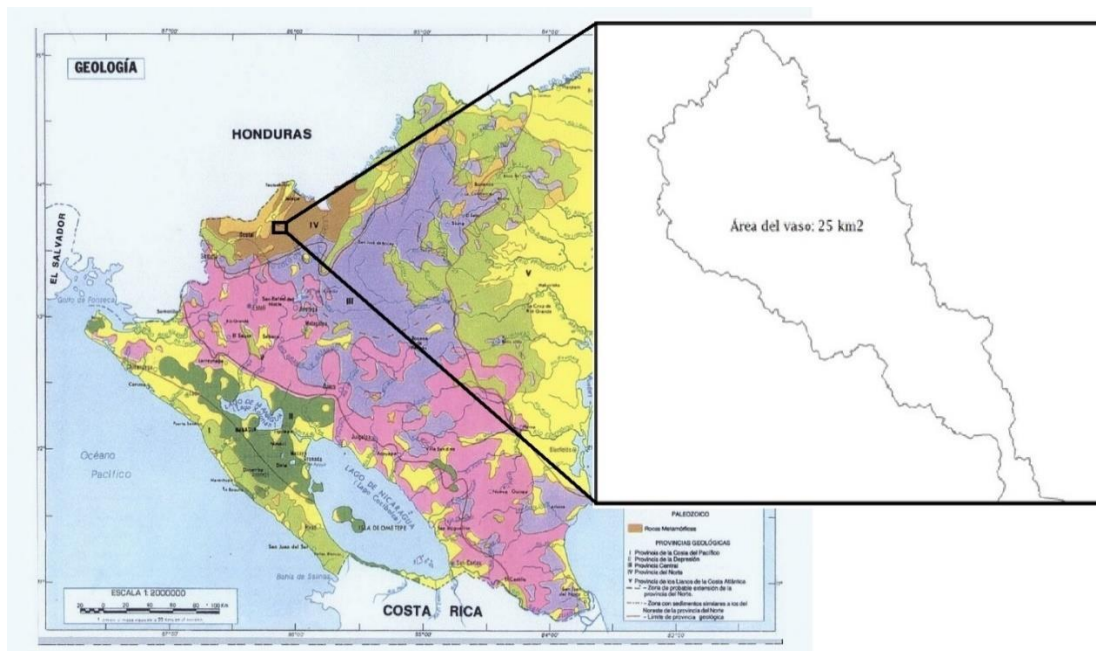
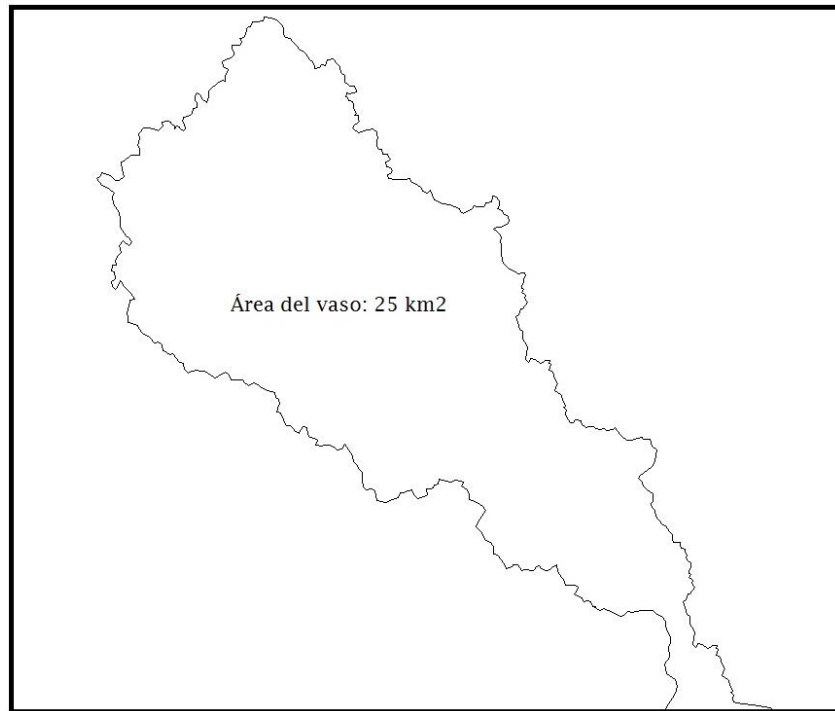


Ilustración 34: Localización del proyecto hipotético.  
Fuente: Elaboración propia.

- Geometría del embalse lleno:



**Ilustración 35: Geometría de embalse lleno.**  
Fuente: Elaboración propia.

## **4.2. Características geológicas del material cimentación.**

### **4.2.1. Generalidades**

La presa se ha de cimentar sobre un macizo rocoso de origen metamórfico con zonificaciones litológicas de entre 2 a 10 metros de espesor, en su mayoría masivamente foliadas, predominando litologías de grano grueso (gneises), y en menor medida, litologías de grano medio (esquistos).

### **4.2.2. Características geológicas de la matriz rocosa**

**Tabla 25: Características geológicas de la matriz rocosa**

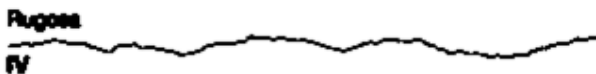

<b>Grado de meteorización</b>	No se observa signos de meteorización en la matriz rocosa. Se considera fresca (sana).
<b>Resistencia (clasificación ISRM)</b>	Resistencia gneiss: Clasificación R5, roca muy dura. Resistencia a la compresión uniaxial 150 MPa.
	Resistencia esquistos: Clasificación R4, roca dura. Resistencia a la compresión uniaxial 80 MPa.

	Resistencia promedio: 135 MPa.
<b>Dureza (Escala de Mohs)</b>	Dureza Gneiss: $\gamma = 2.97 \text{ t/m}^3$
	Dureza Esquistos: $\gamma = 2.75 \text{ t/m}^3$
	Dureza Promedio: $\gamma = 2.90 \text{ t/m}^3$ . Grado 14, roca densa [ $\gamma \geq 2.7 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$ ]

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.3. Características geológicas de las discontinuidades

Tabla 26: Características geológicas de las discontinuidades

<b>Espaciado</b>	Unidades litológicas con espaciado variable entre 2 a 10 metros. Espaciado muy separado a extremadamente separado.
<b>Continuidad</b>	Las familia principal de discontinuidades se describe de continuidad media ( $\approx 5 \text{ m}$ ).
<b>Rugosidad (Perfil estándar de rugosidad ISRM para la familia principal de discontinuidades)</b>	La textura foliada de las rocas metamórficas como el Gneiss y los Esquistos da como resultados discontinuidades que tienden a ser de Clase IV: Ondulada – Rugosa.  
<b>Rugosidad (Perfil lineal de rugosidad de Barton para la familia principal de discontinuidades)</b>	La textura foliada de las rocas metamórficas como el Gneiss y los Esquistos da como resultados discontinuidades que tienden a ser de Clase 7: JRC=13.  
<b>Resistencia de las paredes de la discontinuidad (grado de alteración)</b>	El grado de alteración entre la pared y la matriz rocosa es similar. Resistencia se considera similar.
<b>Abertura</b>	Se describe la abertura como cerrada (0.10 – 0.25 mm).

<b>Relleno</b>	No se encuentra relleno en las discontinuidades
<b>Filtraciones</b>	Discontinuidades sin relleno. Juntas secas. Clase II.

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.4. Características geológicas del macizo rocoso.

Tabla 27: Características geológicas del macizo rocoso

<b>Número de familias de discontinuidades</b>	Macizo rocoso de Tipo III: Una familia principal de discontinuidades, y familias ocasionales ortogonales a la principal.
<b>Orientación de familias de discontinuidades</b>	Buzamiento de 35° ortogonales al eje de la cimentación. Dirección desfavorable.
<b>Tamaño de bloques (unidades litológicas)</b>	Unidades litológicas entre 2 a 10 metros, espaciamiento medio $e = 5.0 m$ . Una familia principal de discontinuidades, $n = 1$ .
	Índice de tamaño de bloque $I_b = \frac{\sum_1^n e_n}{n} = \frac{5.0 m}{1} = 5.0 m$
	Parámetro $J_v$ $J_v = \sum \frac{n^\circ \text{ de discontinuidades}}{\text{longitud de medida}} = \frac{1}{5.0 m} = 0.2$ $J_v < 1$ , bloques muy grandes.

Fuente: Elaboración propia

### 4.3. Dimensionamiento de la presa.

#### 4.3.1. Clasificación según importancia.

La presa se clasificó como Presa Categoría A: Presa cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

#### 4.3.2. Estimación de resguardo

- Resguardo por viento

○ Cálculo de Fetch

Tabla 28: Cálculo del FETCH efectivo				
Rayo	Longitud (m)	$\alpha^\circ$	$L \cos 2\alpha$ (m)	$\cos \alpha$
LI	8,532.0	12	8,163.2	0.978
1	8,568.0	9	8,358.3	0.988
2	8,604.0	6	8,510.0	0.995
3	8,640.0	3	8,616.3	0.999
LC	8,730.0	0	8,730.0	1.000
4	8,370.0	3	8,347.1	0.999
5	6,480.0	6	6,409.2	0.995
6	6,300.0	9	6,145.8	0.988
LD	6,120.0	12	5,855.4	0.978
LP	2,700.0	28	-	-

Fuente: Elaboración Propia

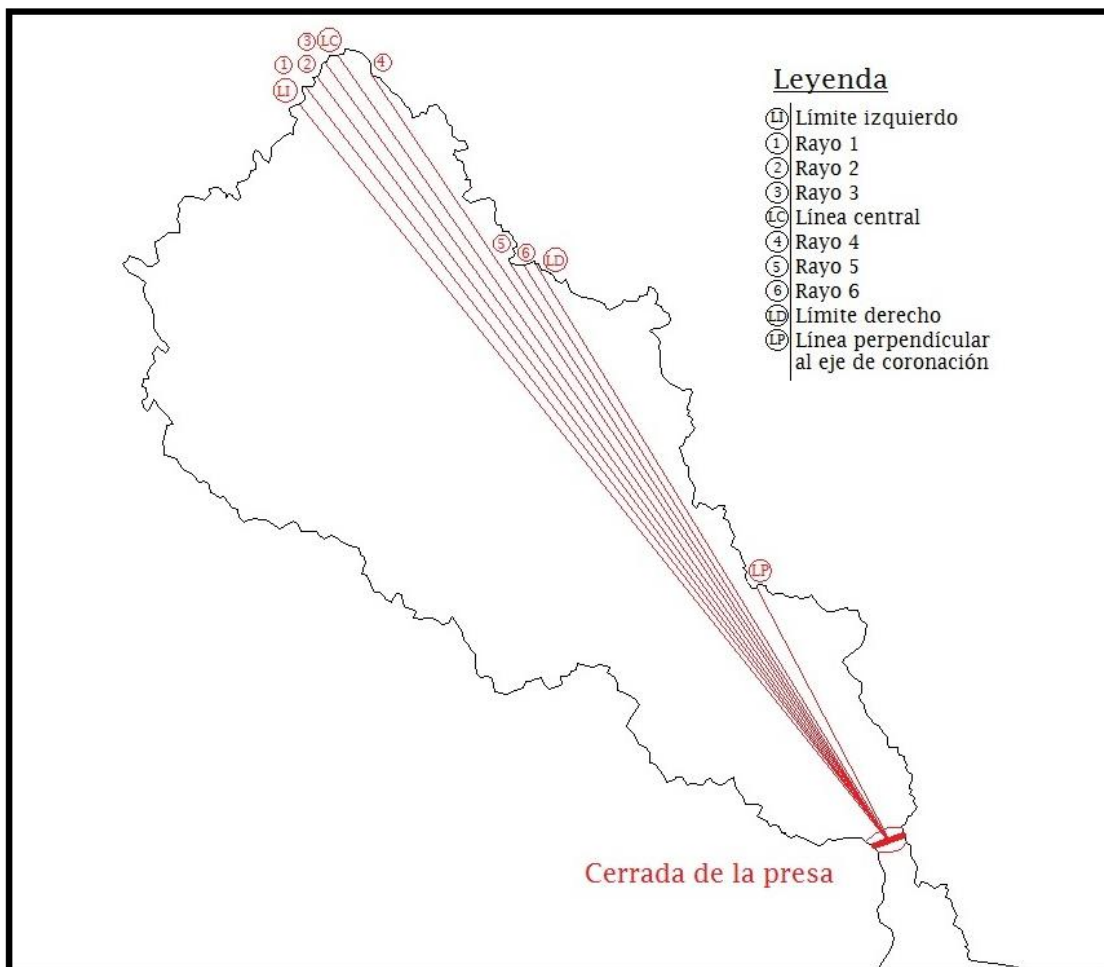


Ilustración 36: Determinación del Fetch.

Fuente: Elaboración propia.

$$F_{efectivo} = \frac{\sum_{i=0}^n L_i \cdot \cos^2(\alpha_i)}{\sum_{i=0}^n \cos(\alpha_i)} = 7,752.4 \text{ m} = 7.75 \text{ km}$$

○ **Caracterización del viento en el embalse**

La velocidad regional en embalse será de 45 m/s (162 km/hr) para un periodo de retorno de 50 años y 60 m/s (216 km/hr) para un periodo de retorno de 200 años. Ambos valores para una altura de 10 metros sobre la superficie del agua, para ráfagas de 3 segundos.

A partir de la curva de corrección de Durst (se obtiene el factor de corrección para una ráfaga de 1 hora:

$$U_3/U_{3600} = 1.51$$

A partir de la tabla de factores de corrección de SPANCOLD se interpola el factor de corrección para el fetch calculado previamente (7.75 km):

$$Factor \text{ corrección } USCE = 1.28 + \left[ \frac{1.3 - 1.28}{9.7 - 6.4} * (7.75 - 6.4) \right]$$

$$Factor \text{ corrección } USCE = 1.288$$

El viento del embalse se aplica a los estos factores de corrección:

$$V_{R_{50 \text{ años}}} \text{ corregido} = V_{R_{50 \text{ años}}} \cdot \frac{FC \text{ USCE}}{U_3/U_{3600}} = 162 \frac{km}{hr} * \left( \frac{1.288}{1.51} \right)$$

$$V_{R_{50 \text{ años}}} \text{ corregido} = 138.2 \frac{km}{hr} = 38.39 \text{ m/s}$$

$$V_{R_{200 \text{ años}}} \text{ corregido} = 216 \frac{km}{hr} * \left( \frac{1.288}{1.51} \right)$$

$$V_{R_{200 \text{ años}}} \text{ corregido} = 184.2 \frac{km}{hr} = 51.17 \text{ m/s}$$

○ **Tiempo necesario para desarrollo del oleaje**

Para las siguientes expresiones, introducir el Fetch efectivo en Km y la velocidad regional en m/s.

$$t_{50 \text{ años}} = \frac{F^{\frac{2}{3}}}{V^{0.41}} = \frac{7.75^{2/3}}{38.39^{0.41}} = 0.878 \text{ hr}$$

El oleaje para un periodo de retorno de 50 años se desarrollará en su totalidad.



$$t_{200 \text{ años}} = \frac{F^{\frac{2}{3}}}{V^{0.41}} = \frac{7.75^{2/3}}{51.17^{0.41}} = 0.769 \text{ hr}$$

El oleaje para un periodo de retorno de 200 años se desarrollará en su totalidad.

○ **Setup**

$$S = \frac{V^2 F}{4,850 D}$$

Donde  $D$  es el calado medio del embalse, en metros.

$$S_{50 \text{ años}} = \frac{(38.39^2) \cdot (7.75)}{(4,850) \cdot (26)} = 0.091 \text{ m}$$

$$S_{200 \text{ años}} = \frac{(51.17^2) \cdot (7.75)}{(4,850) \cdot (26)} = 0.161 \text{ m}$$

○ **Altura de ola creada por viento**

$$H_s = \frac{V^{1.23} F^{1/2}}{87.3}$$

$$H_{s_{50 \text{ años}}} = \frac{(38.39^{1.23})(7.75^{1/2})}{87.3} = 2.83 \text{ m}$$

$$H_{s_{200 \text{ años}}} = \frac{(51.17^{1.23})(7.75^{1/2})}{87.3} = 4.03 \text{ m}$$

Dado que existe un ángulo entre la línea perpendicular al eje de la presa y el fetch máximo (línea central), el runup se ajusta de la siguiente manera:

$$H_s(\text{corregido}) = H_s \cdot \cos \frac{1}{2} \theta$$

$$\theta = 28^\circ$$

$$H_{s_{50 \text{ años}}} = 2.83 \cdot \cos \frac{1}{2} \theta = 2.65 \text{ m}$$

$$H_{s_{200 \text{ años}}} = 4.03 \cdot \cos \frac{1}{2} \theta = 3.78 \text{ m}$$

Para presas categoría A, se ha de maximizar la altura de la ola un 67%.

$$H_{s_{50 \text{ años}}} = 2.65 \cdot 1.67 = 4.43 \text{ m}$$

$$H_{s_{200 \text{ años}}} = 3.78 \cdot 1.67 = 6.31 \text{ m}$$

○ **Periodo y longitud de ola**

$$T = 0.556 \cdot V^{0.41} \cdot F^{\frac{1}{3}}$$

$$T_{50 \text{ años}} = 0.556 \cdot (38.39^{0.41}) \cdot (7.75^{\frac{1}{3}}) = 9.583 \text{ seg}$$

$$T_{200 \text{ años}} = 0.556 \cdot (51.17^{0.41}) \cdot (7.75^{\frac{1}{3}}) = 10.78 \text{ seg}$$

$$L = \frac{g}{2\pi} T^2$$

$$L_{50 \text{ años}} = \frac{9.81}{2\pi} \cdot 9.583^2 = 143.38 \text{ m}$$

$$L_{200 \text{ años}} = \frac{9.81}{2\pi} \cdot 10.78^2 = 181.43 \text{ m}$$

○ **Altura de remonte de ola por el paramento (Runup)**

$$R = \frac{H}{0.4 + \left(\frac{H}{L}\right)^{0.5} \cot \alpha}$$

Para estimar el remonte consideraremos que el talud externo aguas arriba posee un talud  $\cot \alpha = 3.0$  (1v:3.0hz), un valor de talud bastante común para presas de escollera.

$$R_{50 \text{ años}} = \frac{4.43}{0.4 + \left(\frac{4.43}{143.38}\right)^{0.5} 3.0} = 5.90 \text{ m}$$

$$R_{200 \text{ años}} = \frac{6.31}{0.4 + \left(\frac{6.31}{181.43}\right)^{0.5} 3.0} = 8.16 \text{ m}$$

Dado que la presa a diseñar es de escollera con espaldones de alta permeabilidad y paramento de protección Riprap, el runup se ajusta con los siguientes factores de la USBR:

$$\frac{H}{L}(50 \text{ años}) = \frac{4.43}{143.38} = 0.0308 = 3.08\%$$

$$\frac{H}{L}(200 \text{ años}) = \frac{6.31}{181.43} = 0.0347 = 3.47\%$$

$$F(50 \text{ años}) = 0.82$$

$$F (200 \text{ años}) = 0.82$$

$$R_{50 \text{ años}} \text{ ajustado} = 5.90 \cdot 0.82 = 4.84 \text{ m}$$

$$R_{200 \text{ años}} \text{ ajustado} = 8.16 \cdot 0.82 = 6.69 \text{ m}$$

▪ **Resguardo por sismo**

○ **Altura de ola sísmica**

$$H_{sismo} = \frac{kT\sqrt{gH_e}}{2\pi}$$

$$k = \frac{a_c}{g}$$

K es la aceleración espectral, conocido como C en la nomenclatura del reglamento RNC-07. Este se puede determinar de la siguiente manera:

- $c = \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_o)}{Q' \cdot \Omega} \geq S \cdot a_o$  (Art. 24, RNC-07)
- $S = 1.0$  (Suelo Tipo I, afloramiento rocoso. Art. 25, RNC-07)
- $Q = 1.0$  (Estructura cuya resistencia es suministrada por materiales diferentes a los especificados para otros valores de Q. Art. 21, RNC-07)
- $Q' = Q = 1.0$  (Debido a que se desconoce el periodo de la estructura. Art. 21, RNC-07)
- $\Omega = 2$  (Art. 22, RNC-07)
- $a_o = 0.2$  (Considerar que la estructura se sitúa en la zona 2 del mapa de isoaceleraciones de Nicaragua. Art. 24, RNC-07)
- $T = 0.6 \text{ seg}$  (Del espectro de diseño del terremoto de 1972. Art. 24, RNC-07)
- $H_e = 30 \text{ m}$  (Calado más profundo del embalse, cuando este se encuentra en el nivel de avenida extrema.)
- $c_{extremo} = 1.5 \cdot c$  (SPANCOLD, 2018)

$$c = \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_o)}{Q' \cdot \Omega} = 0.27 \geq S \cdot a_o = 0.2$$

$$c_{sismo \text{ proyecto}} = 0.27$$

$$c_{sismo \text{ extremo}} = 1.5 \cdot c = 1.5 * 0.27 = 0.405$$

$$H_{sismo\ proyecto} = \frac{(0.27) * (0.6\ s) \sqrt{(9.81 \frac{m}{s^2})(30\ m)}}{2 * (3.1416)} = 0.4423\ m$$

$$H_{sismo\ extremo} = \frac{(0.405) * (0.6\ s) \sqrt{(9.81 \frac{m}{s^2})(30\ m)}}{2 * (3.1416)} = 0.6634\ m$$

▪ **Resguardo por asientos anómalos**

○ **Asientos por sismo**

Altura aproximada de presa sobre cimientos:

$$H_p = 30\ m$$

En terremoto de proyecto:

$$S_p = \frac{H_p}{25} \cdot \frac{a_c}{g} = \frac{30}{25} \cdot 0.27 = 0.324\ m$$

En terremoto extremo:

$$S_p = \frac{H_p}{15} \cdot \frac{a_c}{g} = \frac{30}{15} * 0.27 = 0.540\ m$$

▪ **Combinaciones de solicitaciones para cálculo del resguardo**

○ **Acciones a considerar para definir Resguardo Máximo o Normal:**

- Nivel máximo normal en el embalse.
- Condiciones de viento extremo.
- Condiciones de sismo extremo.
- Asientos anómalos.

$$Resguardo\ NMN = 126\ m.\ s.\ n.\ m + (0.161 + 6.690)m + 0.6634\ m + 0.540\ m$$

$$Resguardo\ NMN = 134.1\ m.\ s.\ n.\ m$$

○ **Acciones a considerar para definir resguardo mínimo o extremo.**

- Nivel de avenida extrema.
- Viento de proyecto.

$$Resguardo\ Mínimo\ o\ Extremo = 130\ m.\ s.\ n.\ m + (0.091 + 4.840)m$$

$$Nivel\ de\ resguardo\ mínimo\ o\ extremo = 134.6\ m.\ s.\ n.\ m.$$

- **Acciones a considerar para definir resguardo intermedio o de proyecto.**
  - Nivel de avenida de proyecto
  - Viento de proyecto
  - Sismo de proyecto.

$$\text{Resguardo de proyecto} = 128 \text{ m. s. n. m} + (0.091 + 4.840)m + (0.4423m)$$

$$\text{Resguardo de proyecto} = 133.04 \text{ m. s. n. m.}$$

- **Resguardo adicional**

Agregar un resguardo adicional de 1.0 m, debido a que es una presa tipo A.

- **Resguardo interno**

El coronamiento de la presa estará a 1.0 metros por encima del coronamiento del núcleo de la presa.

#### 4.3.3. Altura de la presa

El nivel de coronamiento de la presa será:

$$\text{Nivel de coronamiento} \geq 134.6 \text{ m. s. n. m} + 1.0 \text{ m} + 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Nivel de coronamiento} \geq 136.6 \text{ m. s. n. m.}$$

$$\text{Nivel de coronamiento} = 137 \text{ m. s. n. m.}$$

$$\text{Altura de la presa} = 37 \text{ m}$$

#### 4.3.4. Ancho de coronación

$$C \geq 3 + 1.5\sqrt[3]{H - 15} = 3 + (1.5\sqrt[3]{36.4 - 15})$$

$$C \geq 7.20 \text{ m}$$

El ancho de coronación será:

$$C = 8 \text{ m}$$

#### 4.3.5. Bermas

No se tiene definido un propósito para el cual construir bermas. Dicho lo anterior, se omite.

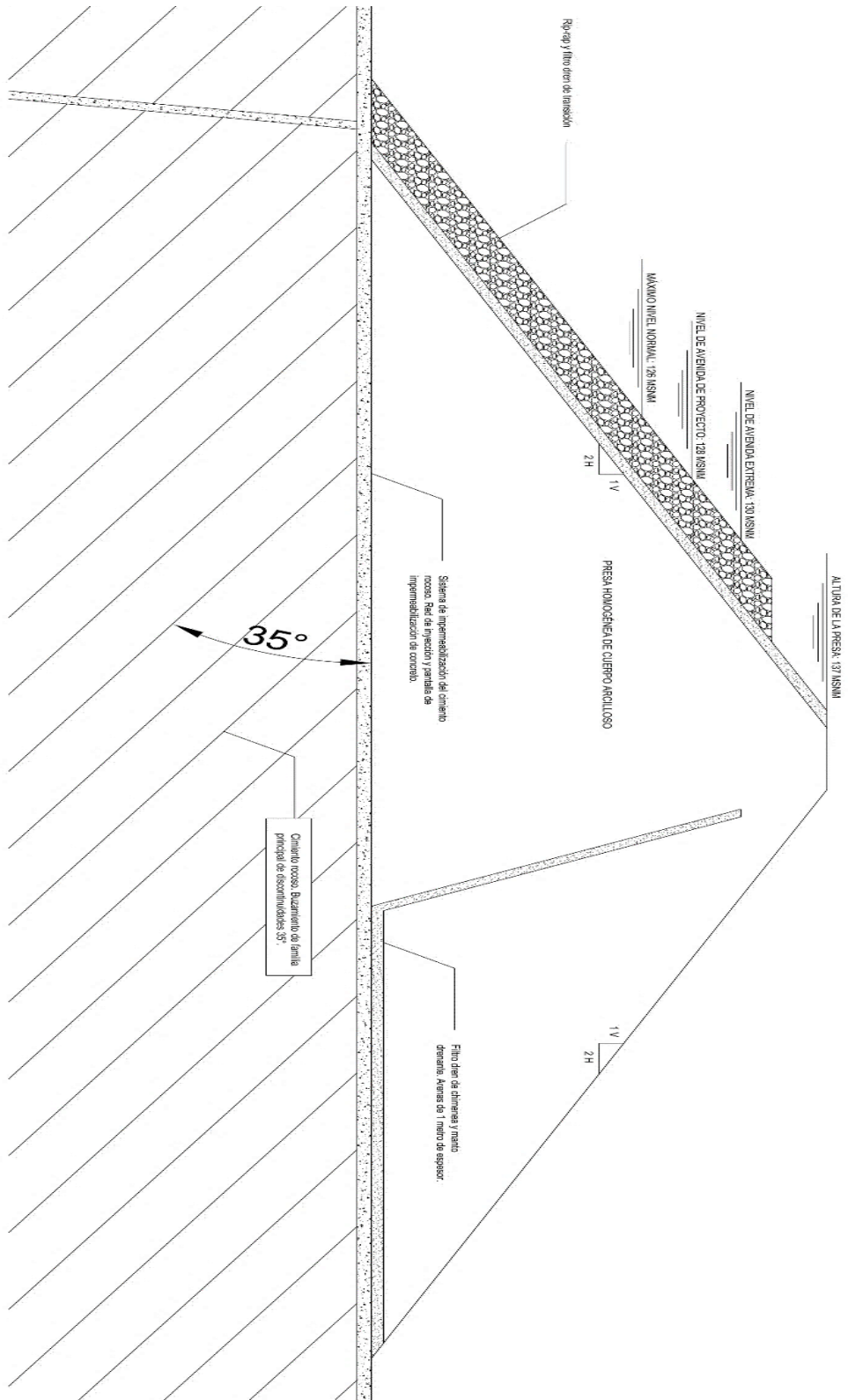
#### 4.3.6. Taludes

Para el propósito de análisis previos se escogerán inclinaciones de taludes preliminares para la presa. Estos taludes serán confirmados posteriormente con el análisis de estabilidad.

**Tabla 29: Taludes de la presa**

	Inclinación de talud (H:V)
Talud externo aguas abajo (paramento aguas abajo).	2:1
Talud externo aguas arriba (paramento aguas arriba).	2:1

**Fuente: Elaboración propia**



**Ilustración 37: Representación de las características geométricas preliminares de la presa.**  
**Fuente: Elaboración propia.**

## 4.4. Características geotécnicas del material de la presa.

### 4.4.1. Descripción general

El origen del material es local, abundante en cercanías, por lo cual se escoge como material para el cuerpo de la presa. Su granulometría indica que es una arena predominante con alto porcentaje de finos. El material de los finos es de naturaleza arcillosa, probablemente esmectitas, arcillas de alta plasticidad.

### 4.4.2. Propiedades geotécnicas

**Tabla 30: Granulometría del cuerpo arcilloso**

Tamiz	abertura tamiz mm	% pasa
3/4"	19.05	100
1/2"	12.7	97.6
3/8"	9.53	92.5
4	4.75	89.19775
16	1.18	75.0915
40	0.425	50.97675
80	0.18	27.0285
100	0.15	23.20825
200	0.075	17.86175
pasa 200		0

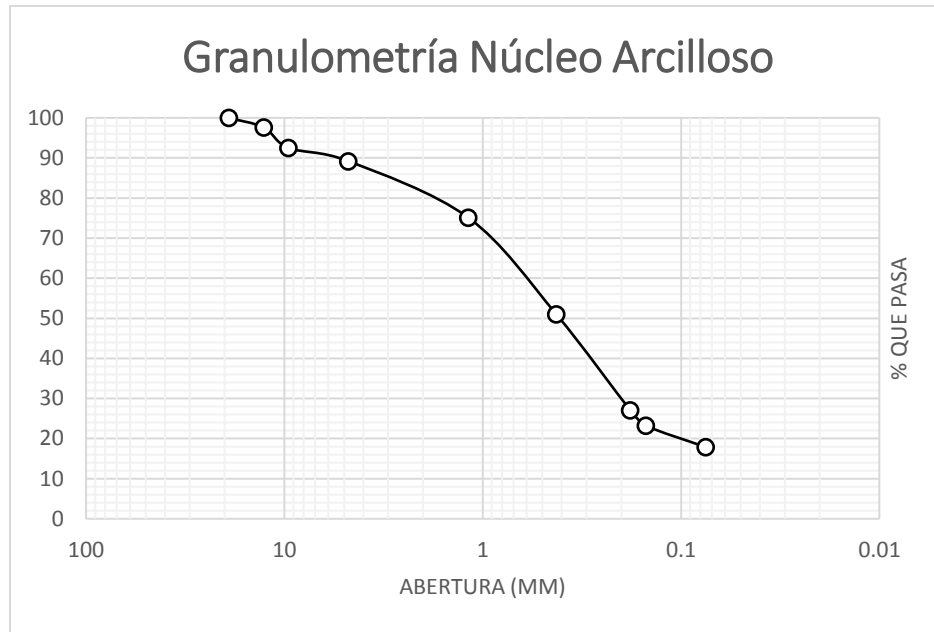
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 31: Propiedades geotécnicas del cuerpo arcilloso**

<b>Plasticidad</b>	$LL = 65\%$ $LP = 23\%$ $PI = 42\%$
<b>Clasificación SUCS</b>	$\%Arena = 71.34 > \%Gravas = 10.8$ $\%Finos = 17.86 > 12\%$ <i>CH, arcillas de alta plasticidad</i> $\%Gravas = 10.8 < 15\%$ <b>Clasificación SUCS: Arena Arcillosa.</b>
<b>Compactabilidad</b>	<i>Humedad natural: 34.1%</i> <i>Humedad óptima: 29.27%</i> <i>Densidad máxima: 1,906 kg/m<sup>3</sup></i> <i>Densidad seca máxima: 1,475 kg/m<sup>3</sup></i> Relación de vacíos: 0.76
<b>Permeabilidad</b>	$K = 7.65 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ , prácticamente impermeable.

Fuente: Elaboración propia





**Ilustración 38: Granulometría del cuerpo Arcilloso**

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.3. Propiedades geomecánicas

**Tabla 32: Propiedades geomecánicas del material de la presa**

<b>Deformabilidad</b>	$E = 15 \text{ MPa}$
<b>Módulo de Poisson</b>	$\nu = 0.35$
<b>Resistencia al corte</b>	$\text{Cohesión } c = 42 \text{ KPa}$
	$\text{Ángulo de Rozamiento } \phi = 26^\circ$

Fuente: Elaboración propia

#### 4.5. Definición de los elementos de la presa.

Es necesario definir los elementos que son fundamentales para el correcto funcionamiento de la presa. A continuación, se muestran los más importantes para el caso de una presa homogénea:

##### 4.5.1. Tipo de material protección de paramento de aguas arriba.

Se establece para el paramento de aguas arriba una protección rip-rap de escollera, para evitar posibles erosiones debido al oleaje.

Para el paramento de aguas abajo se recomienda un sistema de hidrosiembra, debido a que es una presa de tierra, pero ha de cuidar de plantar árboles que extiendan raíces profundas, pues pueden provocar problemas de permeabilidad.

#### 4.5.2. Tipos de filtros drenes.

Se establecen tres tipos de filtros drenes:

- Filtro dren de chimenea: para la disipación de presiones intersticiales en el cuerpo de la presa y evitar la sufusión.
- Filtro dren base o manto drenante, funciona como medio drenante del dren de chimenea.
- Filtro dren del rip-rap, para proteger el paramento aguas arriba de la presa de inestabilidad interna por tubificación.

#### 4.5.3. Tratamiento del cimientto.

Se plantea un sistema de impermeabilización profundo del cimientto para que este se pueda considerar una superficie impermeable al momento del análisis, a pesar de que se analice la permeabilidad del rocoso de cimentación. Lo ideal es considerar las filtraciones por debajo de la presa, por un dado caso que el sistema de impermeabilización falle, pero se ha de omitir un análisis de filtraciones en el cimientto debido a limitaciones con el software de diseño geotécnico.

### 4.6. Comportamiento geotécnico del material de cimentación y los materiales de la presa.

#### 4.6.1. Macizo rocoso de fundación

- **Propiedades geomecánicas del macizo rocoso**

Tabla 33: Clasificación RQD.

<b>RQD (grado de fracturación).</b>	<p>Correlación de Hudson</p> <p>Dado se cuenta con el espaciamiento medio de la familia principal de discontinuidades, <math>\lambda = J_v</math>.</p> $\lambda = \frac{1}{e (m)} = \frac{1}{5.0 m} = 0.20$ $RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) = 100e^{-0.1*0.17}[(0.1 * 0.17) + 1]$ $RQD = 98$
-------------------------------------	--

Correlación de Palmstorm		
$RQD = 115 - 3.3J_v = 115 - (3.3 * 0.17)$ $RQD > 100$		
Calidad del macizo rocoso como Muy Buena según el índice RQD.		
<b>GSI</b>		
<b>Descripción de la estructura</b>	Macizo rocoso masivo.	
<b>Condiciones de las discontinuidades</b>	Muy buena.	
$J_{Cond_{89}}$		
Descripción	Parámetro	Puntuación
Continuidad	5.0 m	2
Abertura	0.10 – 0.25 mm	3
Rugosidad	Rugosa	5
Relleno	Ninguno	6
Alteración	Inalterada	6
$J_{Cond_{89}} =$		22
$GSI = 1.5J_{Cond_{89}} + \frac{RQD}{2} = (1.5 * 22) + \frac{98}{2} = 82$		

**Fuente: Elaboración propia**

Esta demostración es de carácter didáctica, pues, aunque a través de la expresión de Hoek se pudo calcular el valor del GSI, este no es aplicable dado que es un Macizo Rocos Masivo (RQD≈100).

**Tabla 34: Clasificación RMR**

<b>Clasificación estructural del macizo rocoso</b>	Macizo Rocos Masivo. La resistencia del macizo rocoso estará regida por la resistencia de las discontinuidades.		
<b>Clasificación RMR</b>			
<b>Parámetros de clasificación</b>		<b>Parámetro</b>	<b>Puntuación</b>
<b>Parámetro Resistencia</b>	1: Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa	135 MPa	12

<b>Parámetro 2: Grado de fracturación</b>	RQD	98	20
<b>Parámetro 3: Espaciado</b>	Espaciado entre discontinuidades	> 2 m	20
<b>Parámetro 4: Estado de las discontinuidades</b>	Longitud de la discontinuidad	5.0 m	2
	Abertura	0.10 – 0.25 mm	3
	Rugosidad	Rugosa	5
	Relleno	Ninguno	6
	Alteración	Inalterada	6
<b>Parámetro 5: Agua freática</b>	Estado general del afloramiento	Seco	15
<b>Parámetro 6: Dirección y buzamiento</b>	Cimentaciones	Desfavorable	-15
<b>Calidad del Macizo:</b>	Buena	<b>RMR =</b>	<b>74.</b>
Módulo de Deformación del macizo rocoso a partir del índice RMR (Serafim y Pereira): $E_c = 10^{\frac{RMR-20}{38}}$ $= 10^{\frac{74-20}{38}}$ $E_c = 26.366 \text{ GPa}$			

Fuente: Elaboración propia

▪ **Criterio de resistencia del macizo rocoso:**

Dado que el macizo rocoso es masivo, y las discontinuidades no contienen relleno, ha de aplicarse el criterio de Barton y Choubey ajustándose con el criterio de Barton – Bandis.

○ **Criterio de Barton – Bandis.**

Rugosidad de la discontinuidad:

$$JRC = 13$$

Dado que los planos de discontinuidad no están alterados o meteorizados, se toma  $JCS = \sigma_{ci}$ . La resistencia de las paredes de las discontinuidades:

$$JCS = 135 \text{ MPa}$$

Las discontinuidades descritas son altamente continuas ( $\approx 20 \text{ m}$ ).

$$\frac{L_n}{L_o} = \frac{5.0 \text{ m}}{0.10 \text{ m}} = 50$$

Así pues,  $JRC$  y  $JCS$  ajustados al macizo rocoso:

$$JRC_n = JRC_o \left( \frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02JRC_o} = 13 \cdot (50)^{(-0.02) \cdot (13)}$$

$$JRC_n = 4.7$$

$$JCS_n = JCS_o \left( \frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03JRC_o} = 135 \text{ MPa} \cdot (50)^{(-0.03) \cdot (13)}$$

$$JCS_n = 29.36 \text{ MPa}$$

#### o **Criterio de Barton y Choubey**

Determinación del ángulo de rozamiento residual de la discontinuidad a partir del ángulo de rozamiento básico de la matriz rocosa:

$$\phi_b = 30^\circ$$

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} = (30^\circ - 20^\circ) + 20(1)$$

$$\phi_r = 30^\circ$$

La envolvente no lineal de resistencia al corte del macizo rocoso en el plano de las discontinuidades:

$$\tau = \sigma_n \tan[JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r]$$

$$\tau = \sigma_n \tan\left[4.7 \cdot \log\left(\frac{29.36 \text{ MPa}}{\sigma_n}\right) + 30^\circ\right]$$

La envolvente lineal de resistencia al corte del macizo rocoso para esfuerzos normales altos, tal que  $JCS/\sigma_n \approx 1.0$  :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi_r$$

$$\tau = \sigma_n \tan 30^\circ$$

La envolvente lineal de resistencia al corte del macizo rocoso para esfuerzos normales bajos, tal que  $JCS/\sigma_n > 50$ :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi_p$$

$$\phi_p = \phi_r + 1.7JRC = 30^\circ + (1.7)(4.7) = 37.99^\circ$$

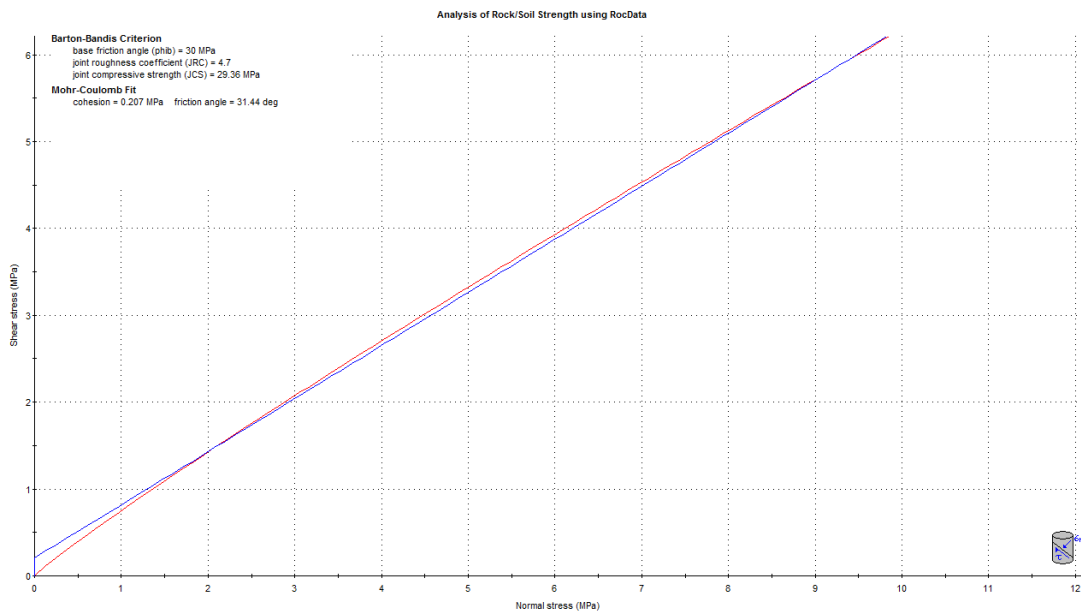
$$\tau = \sigma_n \tan 37.99^\circ$$

○ **Ajuste de recta de Mohr Coulomb en la curva de Barton Bandis**

El objetivo de ajustar la recta de Mohr Coulomb es encontrar valores representativos de  $\phi'$  y  $c'$  del macizo rocoso. Para ello se utilizó el programa ROCKDATA de la empresa ROCKSCIENCE. Se obtiene:

$$\phi' = 31.44^\circ$$

$$c' = 0.207 \text{ MPa}$$



**Ilustración 39: Ajuste a curva de Mohr Coulomb**  
**Fuente: Elaboración propia**

Al utilizar softwares geotécnicos que permitan el uso del criterio de Barton Bandis en el análisis de estabilidad, no será necesario crear una recta de ajuste por el criterio de Mohr Coulomb.

○ **Esfuerzos máximos que puede resistir el macizo:**

○ **Máximo esfuerzo confinante:**

$$\sigma_{3max} = \frac{\sigma_{ci}}{4}$$

$$\sigma_{3max} = \frac{135 \text{ MPa}}{4}$$

$$\sigma_{3max} = 33.75 \text{ MPa}$$

- **Resistencia a tensión de inicio de fracturas del macizo rocoso:**

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

$$S = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} = e^{\left(\frac{82-100}{9-3(1)}\right)} = 0.05$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) = 0.50$$

El factor  $D$  es 1.0 debido a que el macizo está clasificado como masivo con muy poca o nula meteorización en las paredes de discontinuidades.

$$\sigma_c = 135 \text{ MPa} (0.05^{0.5}) = 30.20 \text{ MPa}$$

- **Permeabilidad del macizo rocoso.**

La abertura mecánica de la familia principal de discontinuidades:

$$a = 0.15 \text{ mm} = 0.015 \text{ cm}$$

La permeabilidad del macizo:

$$k = \frac{a^3 \gamma_w}{12 \mu b}$$

$$k = \frac{0.015^3 \gamma_w}{12 \mu b}$$

$b$ , el espaciado entre los planos paralelos. Para el caso de una familia de discontinuidades,  $b$  es equivalente a  $e$ , el espaciado promedio.  $\gamma_w$  y  $\mu$ , son el peso específico y viscosidad dinámica del agua respectivamente.

$$k_f = \frac{(0.015 \text{ cm})^3 \cdot \left(1 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} * 981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}\right)}{12 \cdot \left(0.01005 \frac{\text{gr}}{\text{cm} \cdot \text{s}}\right) \cdot (500 \text{ cm})} = 5.491 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

Dado que,

$$1 \times 10^{-3} \frac{\text{cm}}{\text{s}} > k_f = 5.491 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{s}} > 1 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

Se considera que el macizo tiene un grado de permeabilidad bajo.

## 4.7. Diseño de la presa

### 4.7.1. Diseño de elementos de la presa

- Rip rap

**Tabla 35: Diseño del rip-rap**

<b>Calidad</b>	Material del rip rap: voladura de gneiss y esquistos		
	Densidad saturada 2860		
	Densidad seca: 2600 kg/m <sup>3</sup> (25.5 kN/m <sup>3</sup> ) > 25 Kn/m <sup>3</sup>		
	Porosidad: 3% < 5%		
	Resistencia a la compresión: 75 MPa > 30 MPa		
<b>Granulometría</b>	$D_{50} = \frac{1.27}{\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1\right)} \cdot \frac{H_s}{(K_D \cdot \cot \alpha)^{1/3}}$ $D_{50} = \frac{1.27}{\left(\frac{2860}{1000} - 1\right)} \cdot \frac{6.851}{(3 * 2)^{1/3}} = 2.51 \text{ m}$		
		Rango de tamaño	% que pasa
		3.77 m a 4.27 m	100
		3.01 m a 3.51 m	85
		2.51 m a 3.51 m	50
		1.00 m a 1.51 m	15
		Granulometría escogida para diseño	
	Tamaño	% que pasa	
	3.84 m	100	CUMPLE
	3.17 m	85	CUMPLE
	2.65 m	50	CUMPLE
	1.20 m	15	CUMPLE
<b>Espesor normal al talud</b>	<p><i>Espesor &gt; 30 cm</i></p> <p><i>espesor &gt; Tamaño máximo = 3.84 m</i></p> <p><i>espesor &gt; 1.5 D<sub>50</sub> = 3.98 m</i></p>		
<b>Espesor horizontal</b>	$\text{espesor horizontal} = \frac{\text{espesor normal}}{\text{sen } \alpha}$ $\text{espesor horizontal} = \frac{3.98}{\text{sen}(26.57)} = 8.90 \text{ m}$ <p>Espesor horizontal será 9 m &gt; 8.90m.</p>		

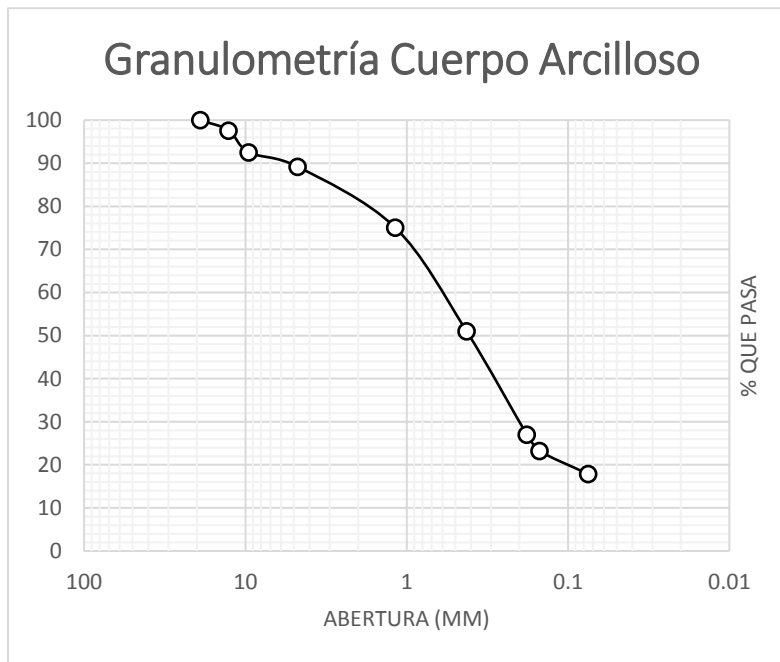
Fuente: Elaboración propia



- **Sistemas filtro-dren en la presa**
  - **Filtro-dren para rip-rap (auto estable / no crítico).**

Criterios a utilizar: criterio de Sherard y criterio de autoestabilidad de Uriel.

Granulometría del material base a proteger:



**Ilustración 40: Granulometría material base**

**Tabla 36: Granulometría material base**

Tamiz	Abertura tamiz mm	%pasa
3/4"	19.05	100
1/2"	12.7	97.60
3/8"	9.53	92.50
4	4.75	89.20
16	1.18	75.09
40	0.425	50.98
80	0.18	27.03
100	0.15	23.21
200	0.075	17.86
pasa 200		0

Fuente: Elaboración propia

$$D_{85B} = 2.9mm$$

$$D_{15B} = 0.053mm$$

**a. Ajuste de granulometría por material grueso**

La granulometría del material base no presenta porcentaje de material grueso para haber necesidad de ajustar la curva granulométrica.

**b. Condición de tubificación**

$$D_{15F} \leq KD_{85B}$$

$$K = 5$$

$$D_{15F} \leq (5) \cdot (2.9 \text{ mm}) = 14.5 \text{ mm}$$

**c. Condición de permeabilidad**

$$D_{15F} \geq KD_{15B}$$

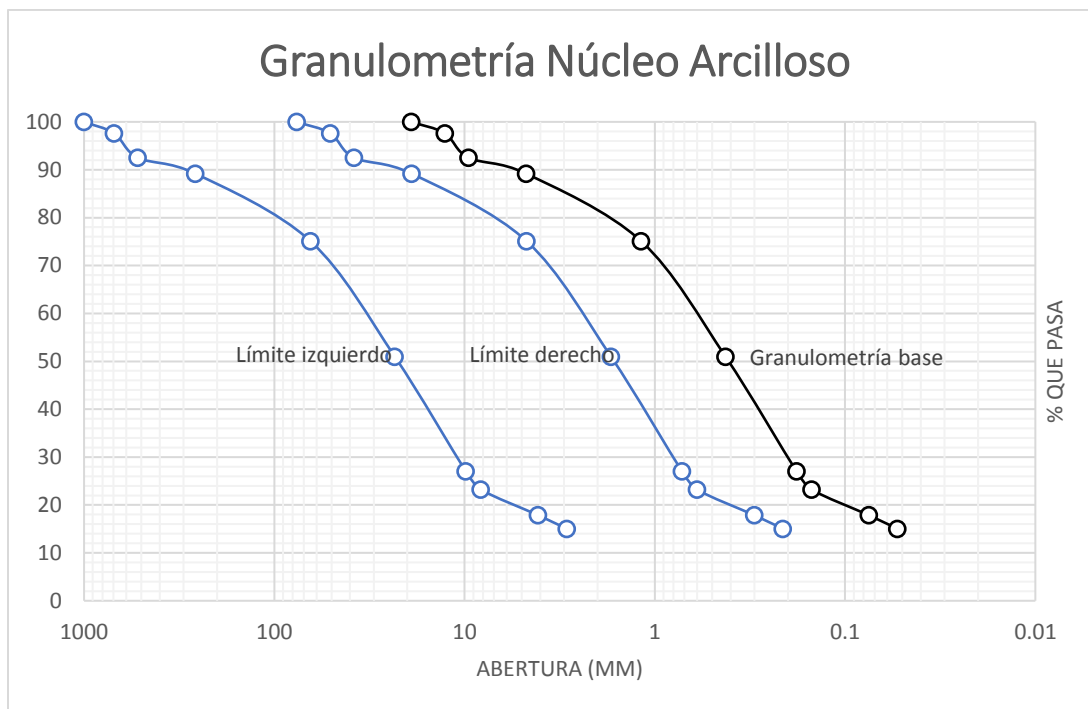
$$D_{15F} \geq (4) \cdot (0.053 \text{ mm}) = 0.212 \text{ mm}$$

**d. Paralelismo de las curvas granulométricas**

Dentro del rango estipulado se escoge un diámetro del filtro que pasa el 15%.

$$0.212 \text{ mm} \leq D_{15F} \leq 14.5 \text{ mm}$$

A partir de este rango se trazan los límites de la granulometría permisible para el criterio de Sherard. Con este rango escoger un material que cumpla con una granulometría dentro de dichos límites y sea lo más paralelo posible a la curva granulométrica base para cumplir los criterios de permeabilidad y estabilidad interna.



**Ilustración 41: Rangos granulometría de filtros**

Fuente: Elaboración propia

**e. Porcentaje de finos en la granulometría del filtro**

Asegurarse que el porcentaje de finos (que pasan No. 200) sea menor que 5.0%.

**f. Condición de sufusión (Autoestabilidad de Uriel).**

Se determina la pendiente en distintos puntos de la curva granulométrica para comprobar la autoestabilidad interna al arrastre de finos. La pendiente debe de ser mayor de 15.7%.

$$Pendiente = \frac{1}{2} \left[ \frac{P_i - P_{i+1}}{\log \frac{D_i}{D_{i+1}}} + \frac{P_{i-1} - P_i}{\log \frac{D_{i-1}}{D_i}} \right]$$

**Tabla 37: Comprobación de la autoestabilidad del dren**

Abertura Tamiz mm	%pasa	Pendiente %	
19.05	100.00		
12.7	97.60	27.26	> 15.7% CUMPLE
9.53	92.50	25.91	> 15.7% CUMPLE
4.75	89.20	17.12	> 15.7% CUMPLE

1.18	75.09	38.85	> 15.7% CUMPLE
0.425	50.98	59.28	> 15.7% CUMPLE
0.18	27.03	56.22	> 15.7% CUMPLE
0.15	23.21	33.00	> 15.7% CUMPLE
0.075	17.86	18.37	> 15.7% CUMPLE
0.053	15.00		
0	0.00		

Fuente: Elaboración propia

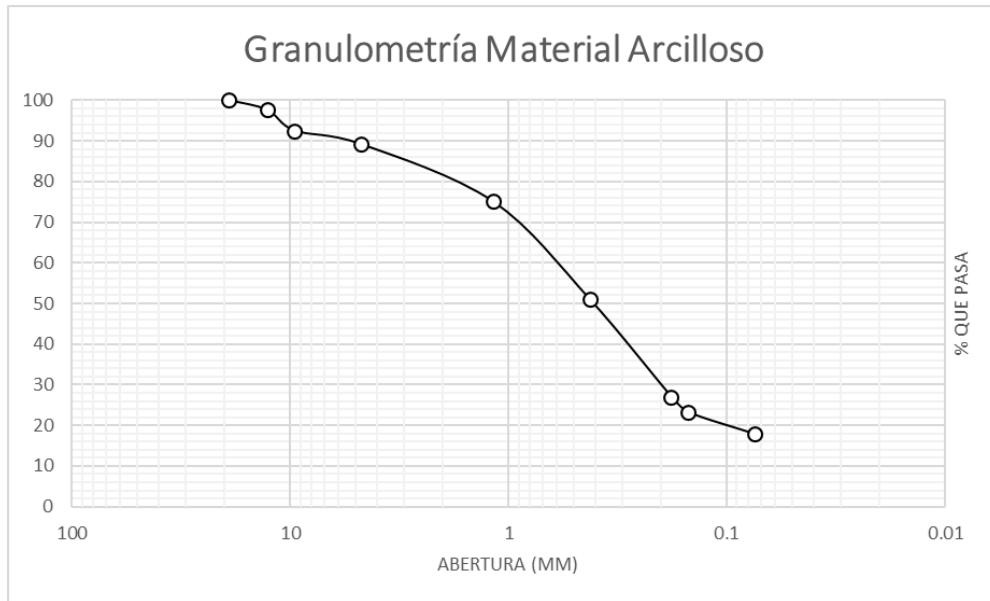
- **Filtro dren de chimenea y manto drenante (filtro crítico). Criterio USBR.**

El criterio a utilizar será el USBR. Granulometría del suelo base:

**Tabla 38: Granulometría base**

<b>Tamiz</b>	<b>Abertura tamiz mm</b>	<b>%pasa</b>
3/4"	19.05	100
1/2"	12.7	97.60
3/8"	9.53	92.50
4	4.75	89.20
16	1.18	75.09
40	0.425	50.98
80	0.18	27.03
100	0.15	23.21
200	0.075	17.86
pasa 200		0

Fuente: Elaboración propia



$$D_{85B} = 2.9\text{mm}$$

$$D_{15B} = 0.053\text{mm}$$

**a. Factor de ajuste por material grueso**

$$factor = \frac{100}{\% \text{ pasa malla numero 4}}$$

$$factor = \frac{100}{89.20} = 1.12$$

**b. Granulometría corregida**

Tabla 39: Granulometría ajustada

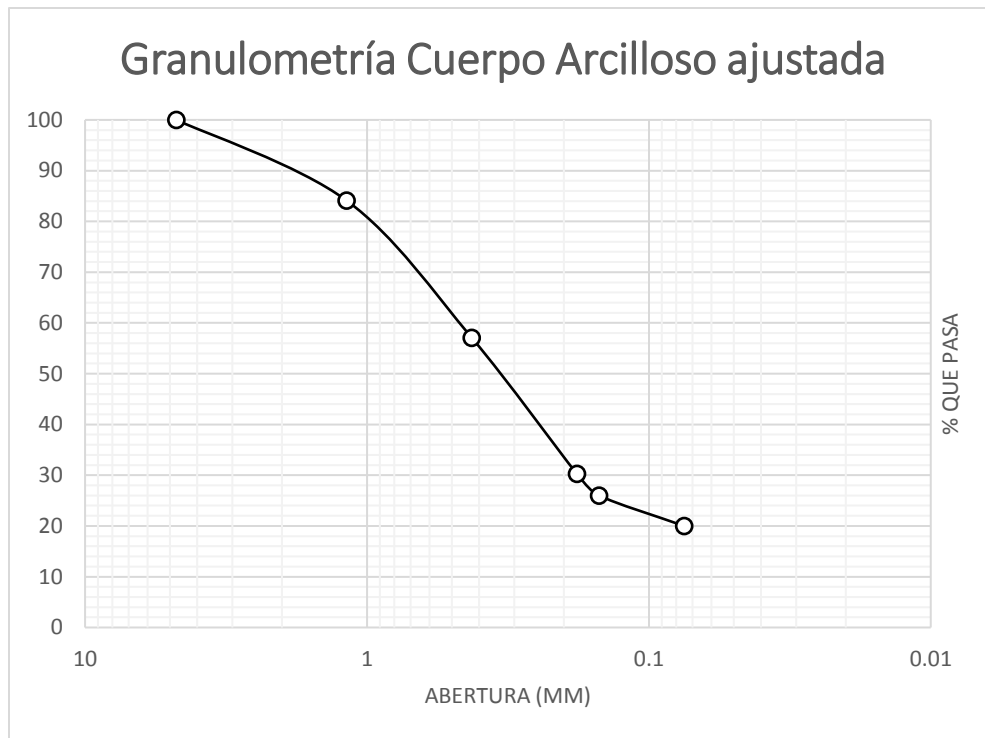
Tamiz	Abertura mm	%pasa
4	4.75	100
16	1.18	84.100
40	0.425	57.09
80	0.18	30.27
100	0.15	25.99
200	0.075	20.00
pasa 200		0

Fuente: Elaboración propia

$$D_{85B} = 3.25 \text{ mm}$$

$$D_{15B} = 0.059 \text{ mm}$$

### c. Curva granulométrica ajustada



**Ilustración 42: Curva granulométrica ajustada**  
Fuente: Elaboración propia

### d. Clasificación por porcentaje de finos que pasa Numero 200

$$\% \text{ pasa } n^{\circ} 200 = 20\%$$

De acuerdo a la USBR reajustando la granulometría la clasificación que corresponde este material es de categoría 3 que esta entre el 15% - 39% (arena y gravas, arcillas y limos)

### e. Condición de tubificación

A falta de información y por motivos de ser conservadores en el diseño, se ha de considerar que el material del núcleo es dispersivo por lo tanto abra que diseñar el filtro para dichas condiciones.

Para materiales dispersivos de categoría 3:

$$D_{15fmax} = 0.5 \text{ mm}$$

### f. Condiciones de permeabilidad

Con el  $D_{15b}$  antes del reajuste de la granulometría por material grueso, determinar el  $D_{15fmin}$ :

$$D_{15fmin} \geq 5 D_{15b} > 0.1 \text{ mm}$$

Establecer:

$$D_{15fmin} \geq 0.265 \text{ mm}$$

$$D_{100fmax} \leq 51 \text{ mm}(2")$$

$$D_{5fmin} = 0.075 \text{ mm}$$

**g. Condición de sufusión**

$$D_{10fmin} = \frac{D_{15fmin}}{1.2} = \frac{0.265}{1.2} = 0.22 \text{ mm}$$

Dado que el  $D_{10fmin} = 0.22 \text{ mm} < 0.5 \text{ mm}$ , entonces escoge el  $D_{90fmax} = 20 \text{ mm}$

○ **Propiedades geotécnicas del material para filtro**

Para ejecutar análisis previos se utilizarán valores de referencia de la siguiente tabla con parámetros geotécnicos orientativos para distintos materiales utilizados en presas.

**Tabla 40: Parámetros geotécnicos orientativos de materiales compactados**

Material	Resistencia		Resistencia al corte sin drenaje (kPa)	Deformabilidad	
	c (kPa)	∅ (°)		E (MPa)	ν
Escolleras	0	40	-	100	0.3
Gravas limpias	0	35	-	200	0.3
Gravas arcillosas	10	30	-	150	0.35
Rocas débiles	20	25	-	50	0.35
Suelos arcillosos	50	22	100	10	0.35
Filtros y drenes	0	35	-	10	0.3

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

**Tabla 41: Propiedades geotécnicas del filtro**

Cohesión	0 kPa
Ángulo de rozamiento	35°
Módulo de deformación E	10 MPa
Módulo de Poisson ν	0.3
Peso específico	2,000 kg/m3

Fuente: Elaboración propia

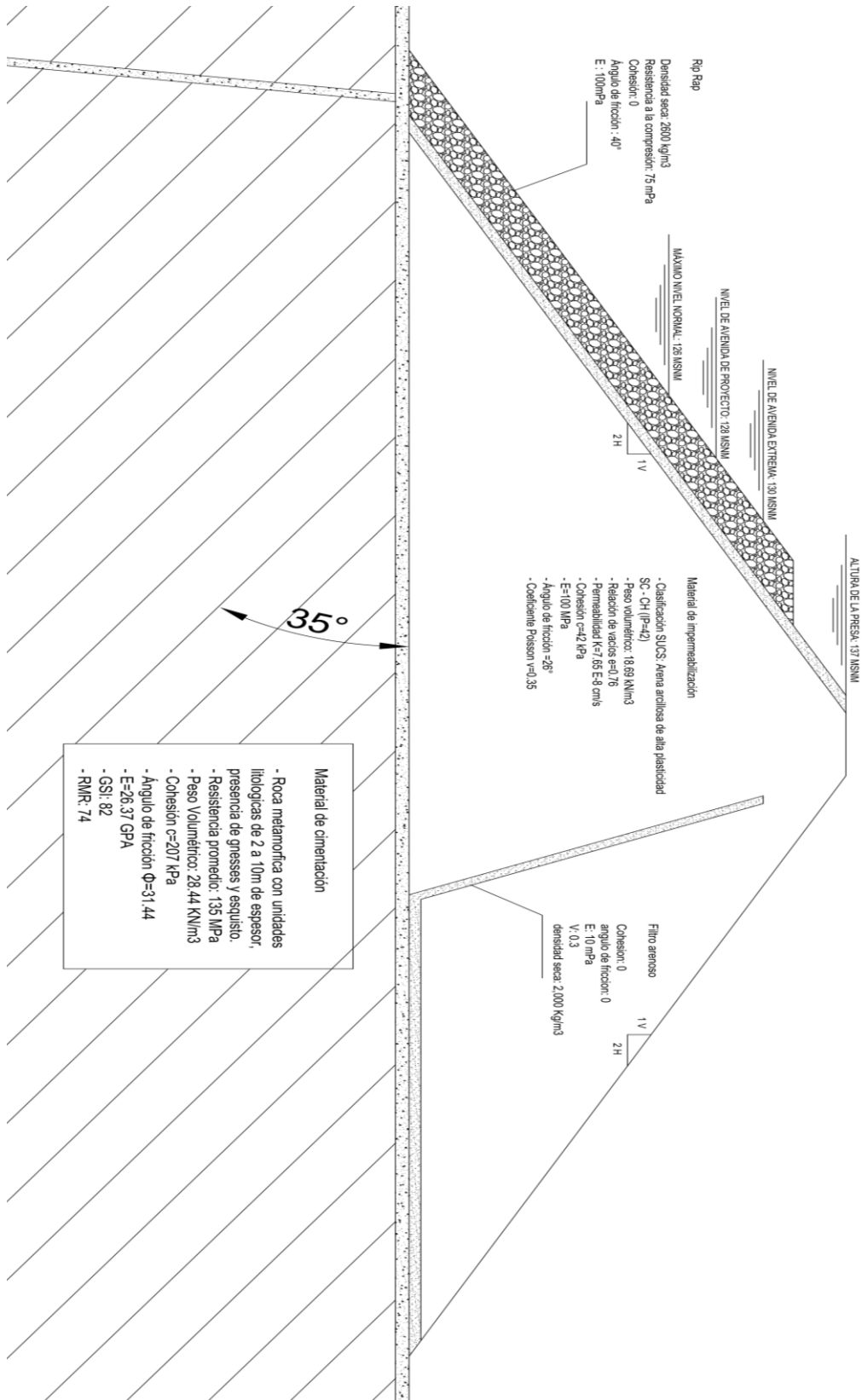
▪ **Resumen de Propiedades Geotécnicas de los elementos de la presa**

**Tabla 42: Resumen de las propiedades de los materiales de la presa**

Material	Resistencia al corte		Deformabilidad	Permeabilidad	Peso unitario
	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)			
Macizo Rocoso	31.44°	0.207 MPa	26.366 GPa	–	28.44 kN/m <sup>3</sup>
Cuerpo Arcilloso	26°	42 KPa	100 KPa	7.65 x10 <sup>-8</sup> cm/s	18.69 kN/m <sup>3</sup>
Rip-rap	40°	0	100 MPa	–	25.50 kN/m <sup>3</sup>
Filtro	35°	0	10 MPa	–	19.61 kN/m <sup>3</sup>

Fuente: Elaboración propia





**Ilustración 43: Representación de las características geológicas geotécnicas de la presa.**  
**Fuente: Elaboración propia.**

#### **4.7.2. Impermeabilización del cimiento rocoso**

El macizo rocoso de cimentación tiene una permeabilidad baja. Para asegurar la impermeabilidad del contacto presa – cimiento se establece realizar un tratamiento de consolidación del cimiento. Este será una red de inyección de lechada, lechada densa Ra/c 1:1, con una separación de 2 metros como máximo (separación mínima de los bloques litológicos) a una profundidad de 3 a 5 metros.

Para controlar las filtraciones que puedan darse a través la familia principal de discontinuidades en el macizo rocoso, se establece realizar un tratamiento de impermeabilización del cimiento por pantalla de inyección de lechada densa Ra/c 1:1.

#### **4.7.3. Análisis de permeabilidad**

Para el presente apartado se presentan los resultados de las combinaciones de solicitaciones realizadas a través del software geotécnico SEEP/W. El objetivo principal de este análisis es asegurar que la línea de flujo superior en la presa de tierra no alcance a llegar hasta el paramento aguas abajo, que es una condición de fallo crítico. Los resultados de éstos análisis definen las condiciones de presiones de poros para los posteriores análisis de estabilidad de taludes.

Las condiciones a analizar son:

- Embalse a máximo nivel normal MNN, filtro funcional y disfuncional.
- Embalse a nivel de avenida de proyecto, filtro funcional y disfuncional.
- Embalse a nivel de avenida extrema, filtro funcional y disfuncional.

- Red de flujo con nivel máximo normal en estado permanente con filtro funcional



Ilustración 44: Red de flujo con nivel máximo normal en estado permanente con filtro funcional  
 Fuente: Elaboración propia

- Red de flujo con nivel máximo normal en estado permanente con filtro disfuncional

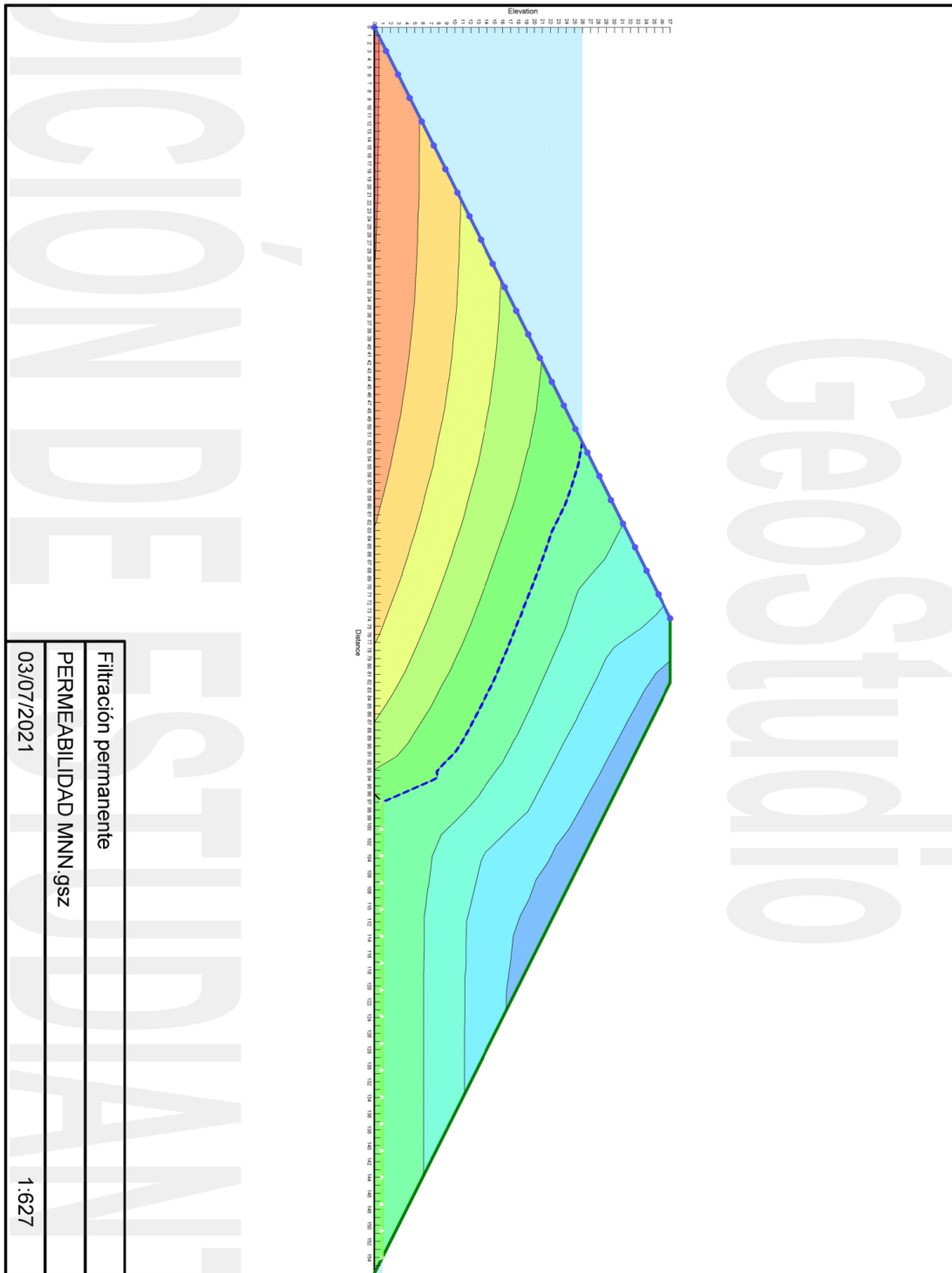


Ilustración 45: Red de flujo con nivel máximo normal en estado permanente con filtro disfuncional

Fuente: Elaboración propia.

- Red de flujo con nivel de avenida de proyecto en estado permanente con filtro funcional

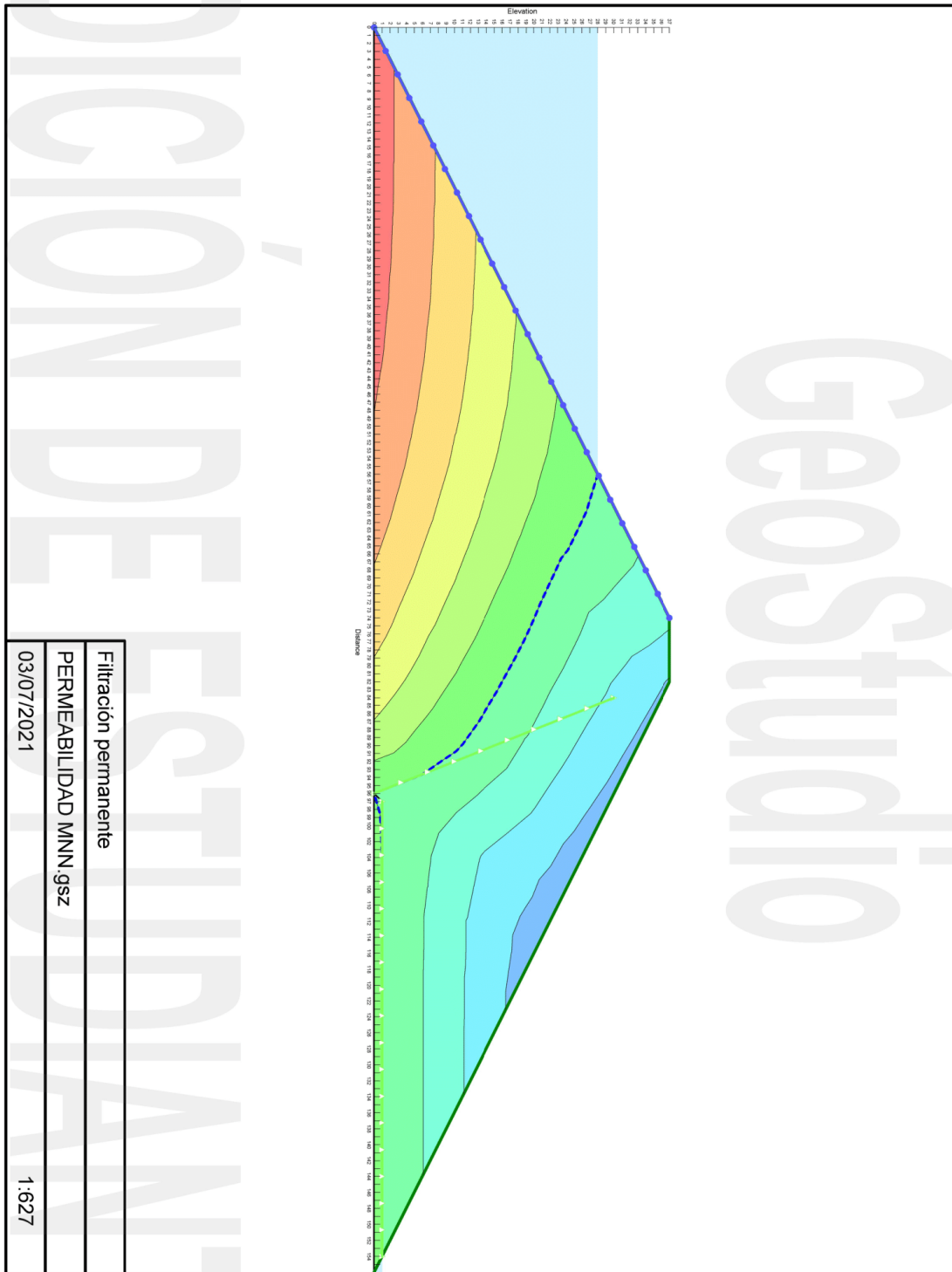


Ilustración 46: Red de flujo con nivel de avenida de proyecto en estado permanente con filtro funcional.

Fuente: Elaboración propia.

- Red de flujo con nivel de avenida de proyecto en estado permanente con filtro disfuncional

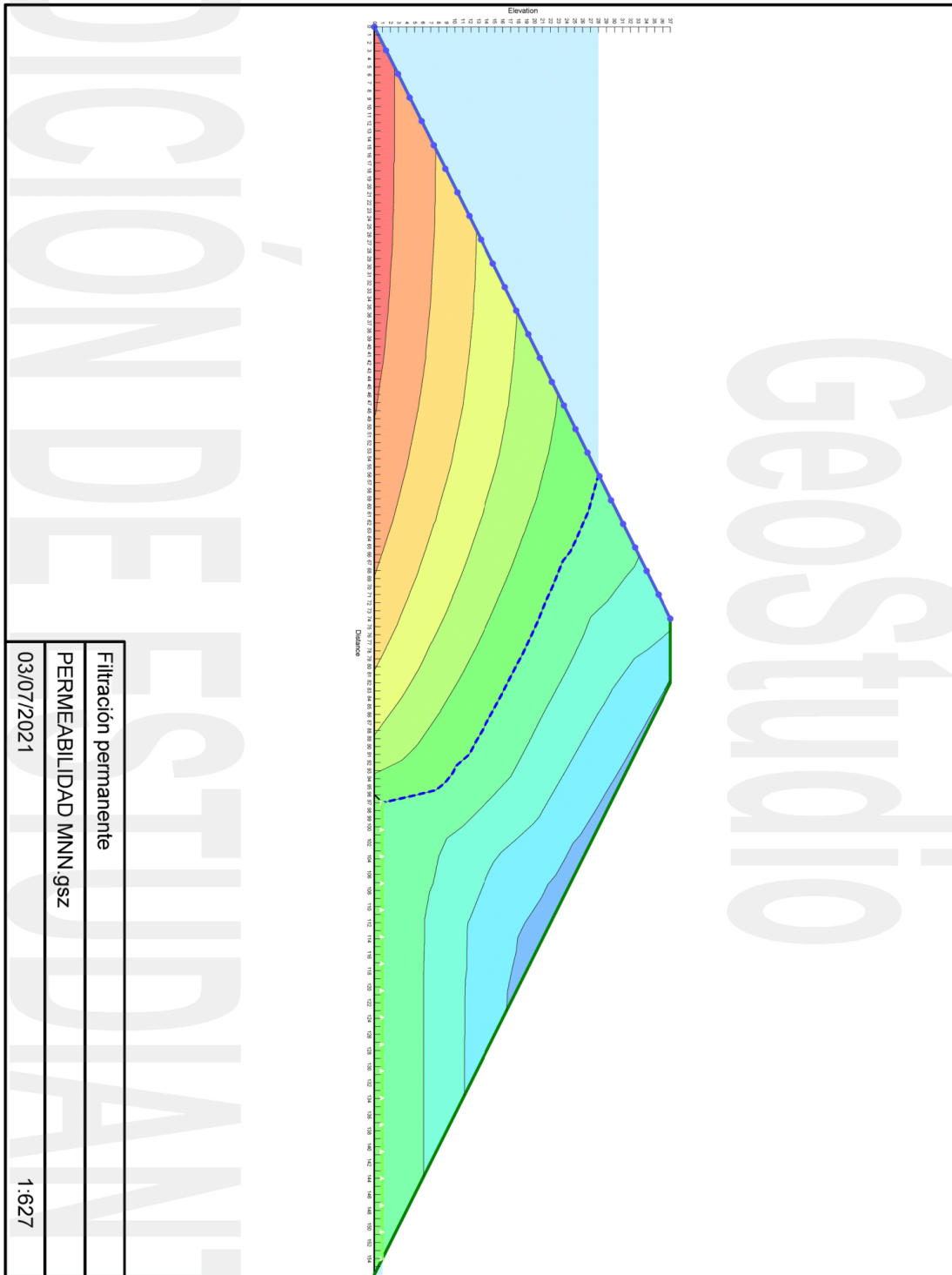


Ilustración 47: Red de flujo con nivel de avenida de proyecto en estado permanente con filtro disfuncional  
Fuente: Elaboración propia.

- Red de flujo con nivel de avenida extrema en estado permanente con filtro funcional

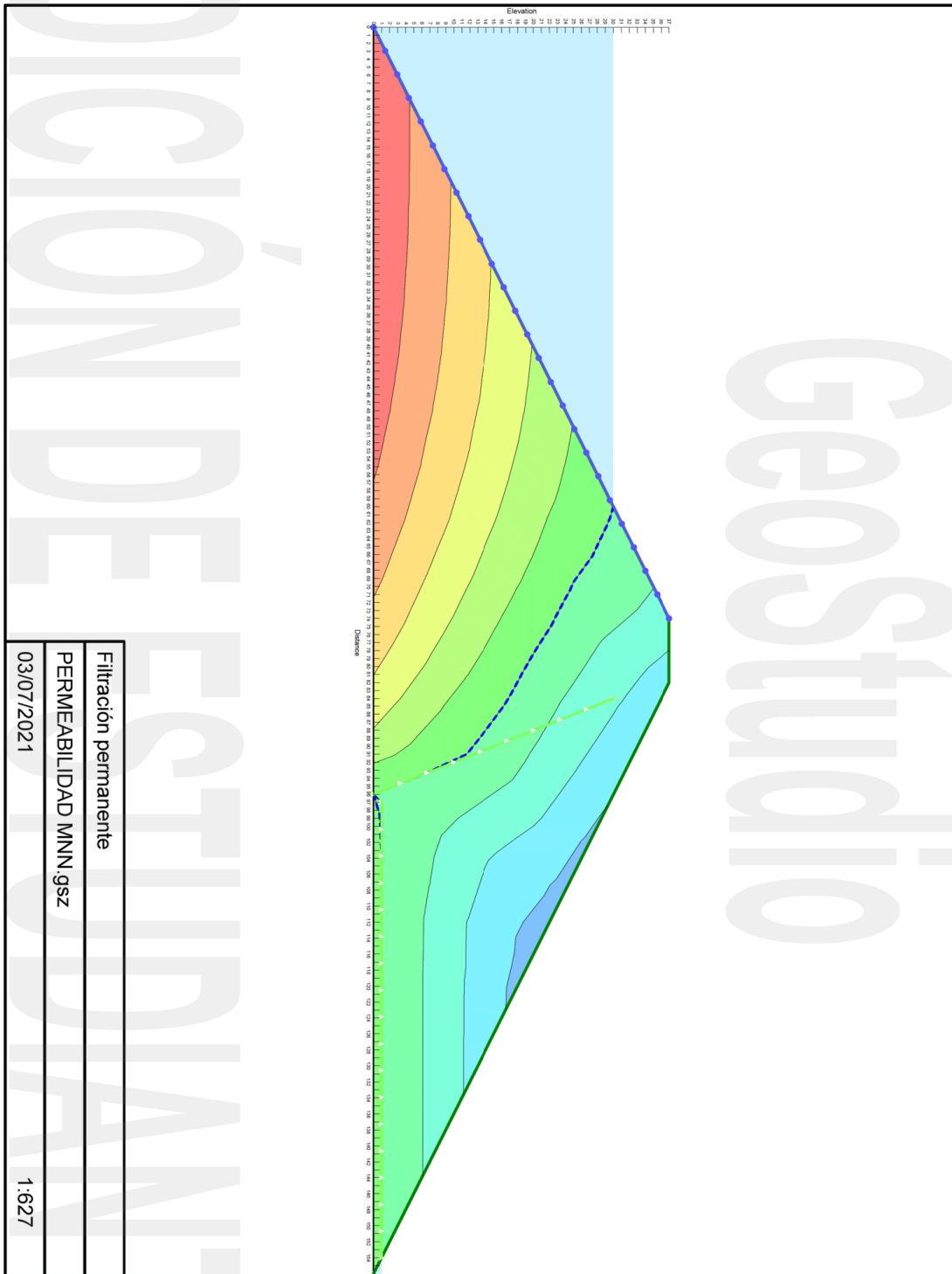


Ilustración 48: Red de flujo con nivel de avenida extrema en estado permanente con filtro funcional

Fuente: Elaboración propia.

- Red de flujo con nivel de avenida extrema en estado permanente con filtro disfuncional

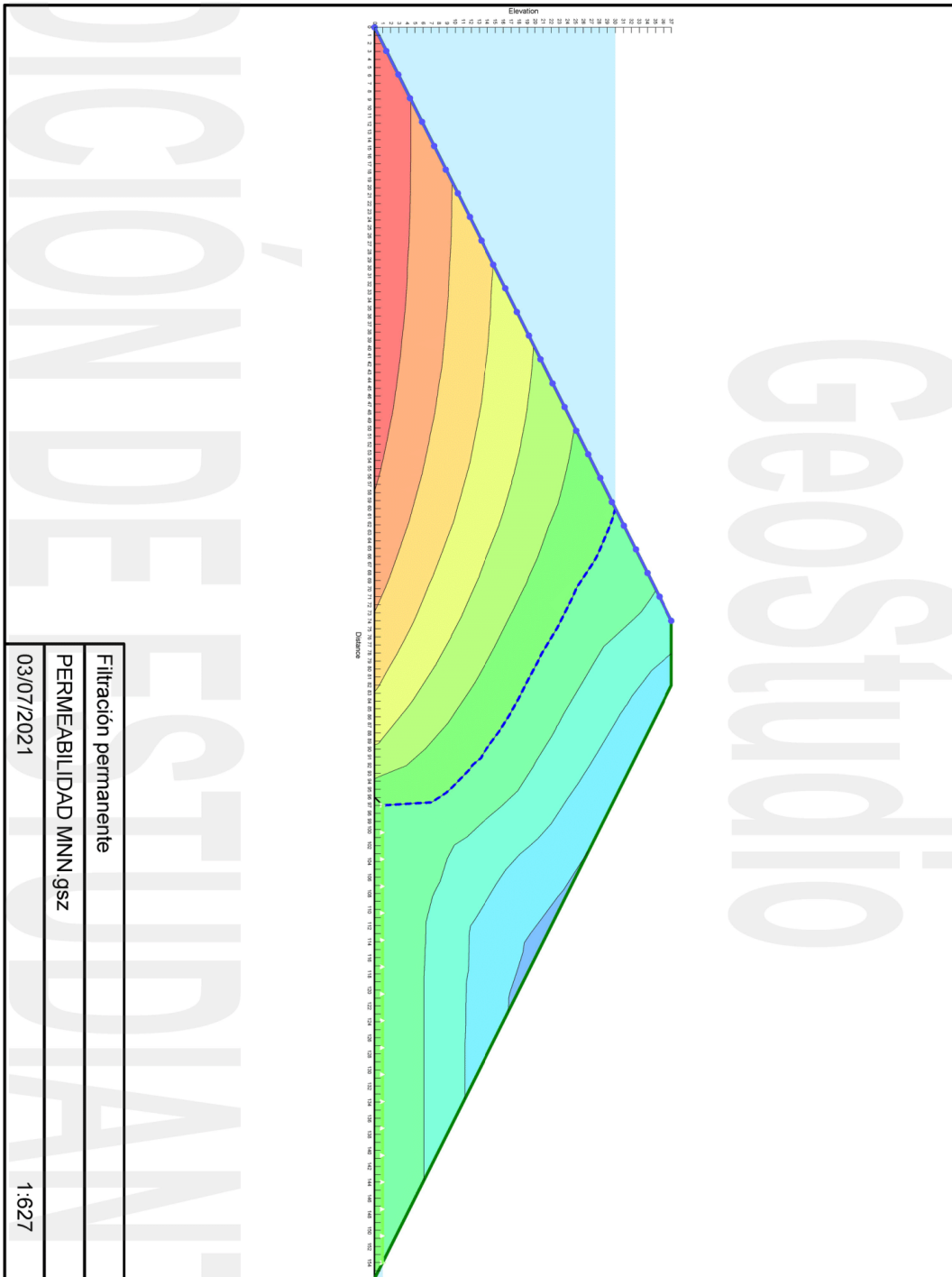


Ilustración 49: Red de flujo con nivel de avenida extrema en estado permanente con filtro disfuncional.

Fuente: Elaboración propia.



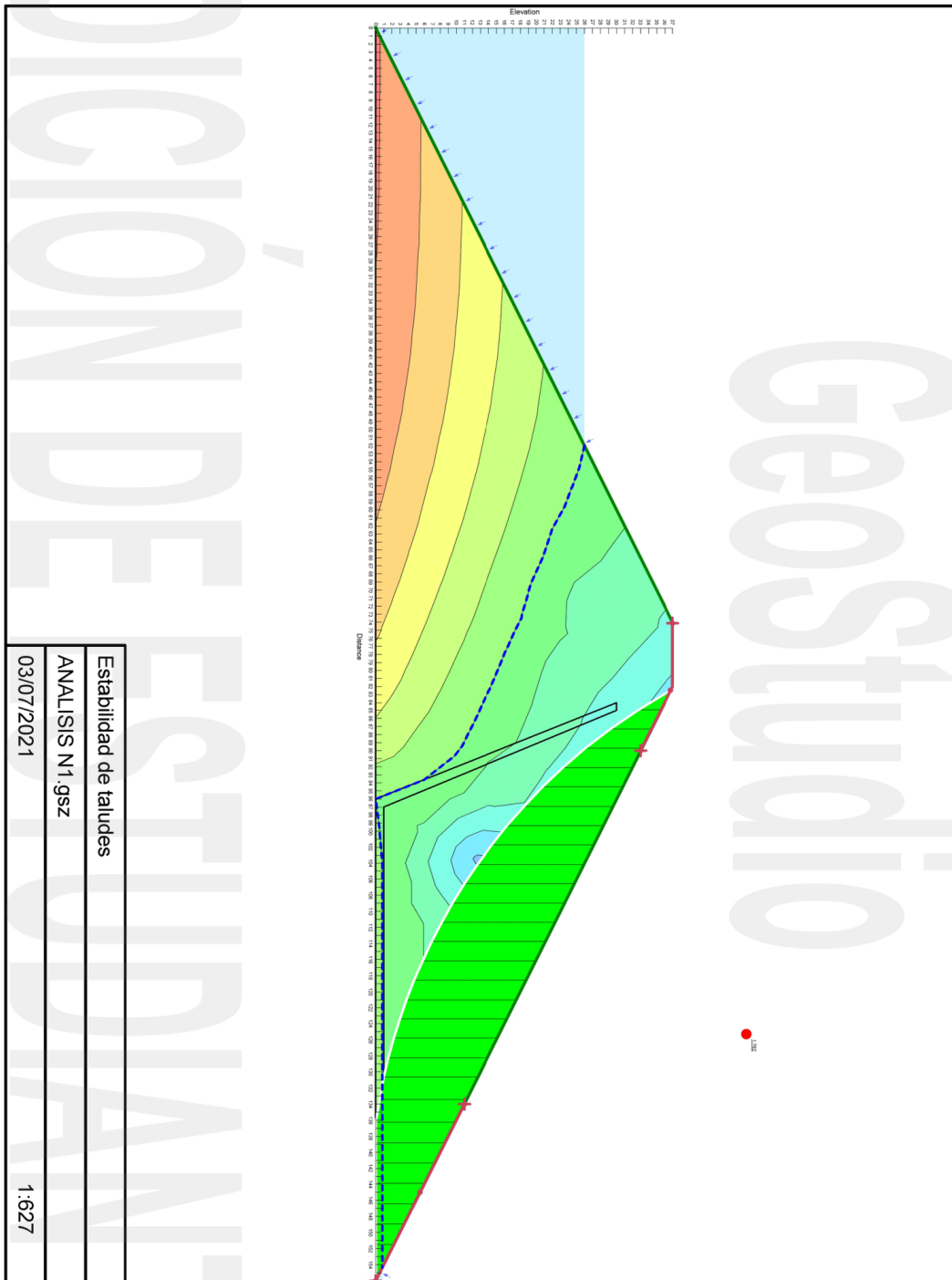
#### **4.7.4. Análisis de estabilidad de taludes**

Para el presente apartado se presentan los resultados de las combinaciones de sollicitaciones realizadas a través del software geotécnico SLOPE/W utilizando el método de límite de equilibrio Morgenstern-Price. El objetivo de este análisis es asegurar un factor de seguridad superior al definido por normativas.

Las condiciones a analizar son:

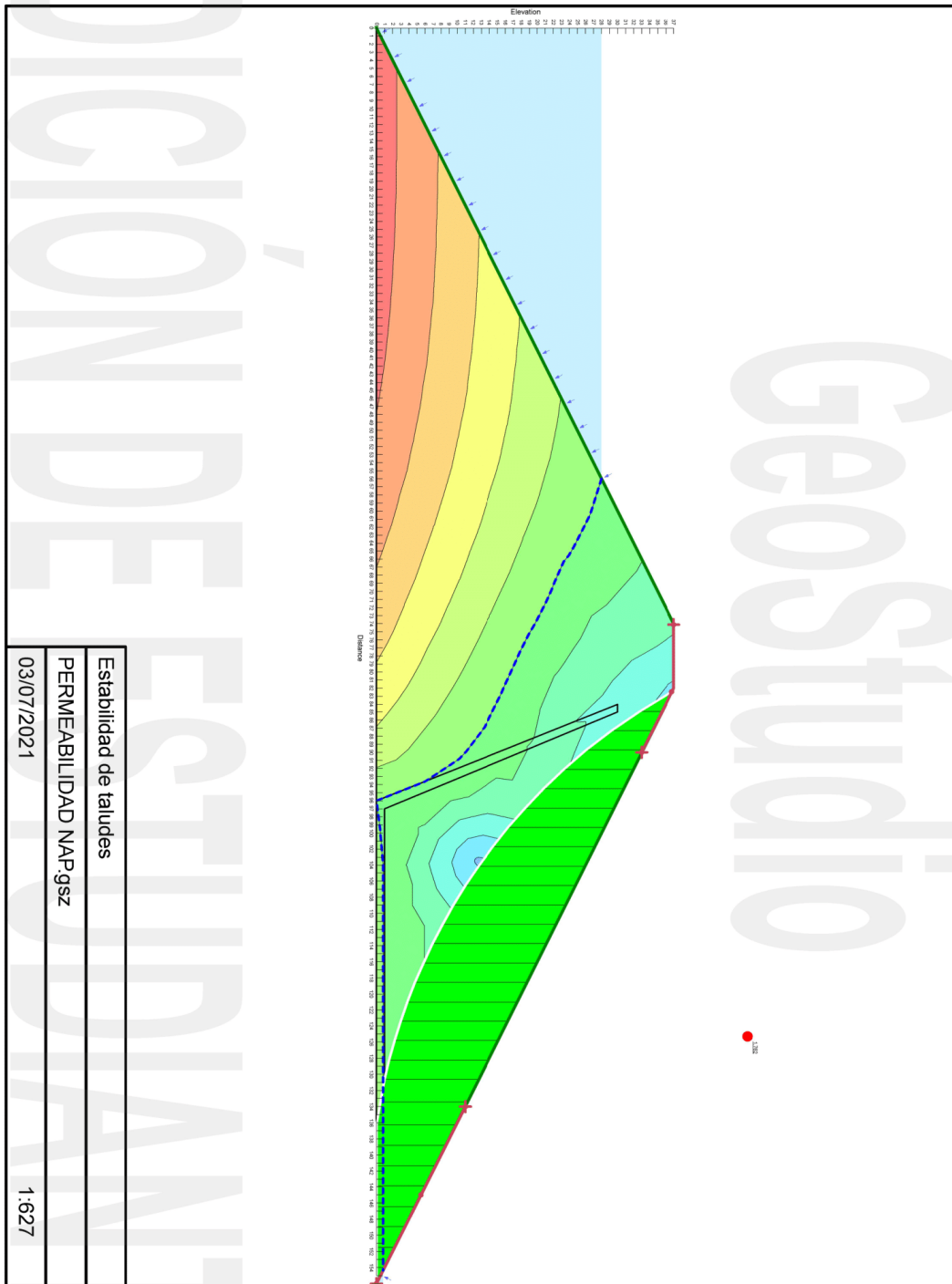
- N1: Estabilidad al deslizamiento en embalse a nivel máximo normal.
- A2: Estabilidad al deslizamiento en embalse a nivel de avenida de proyecto.
- A3: Estabilidad al deslizamiento ante desembalse rápido.
- A4: Estabilidad al deslizamiento ante fallo del filtro (filtro disfuncional).
- E1: Estabilidad al deslizamiento en embalse a nivel de avenida extrema.

- Estabilidad del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al nivel máximo normal NMN



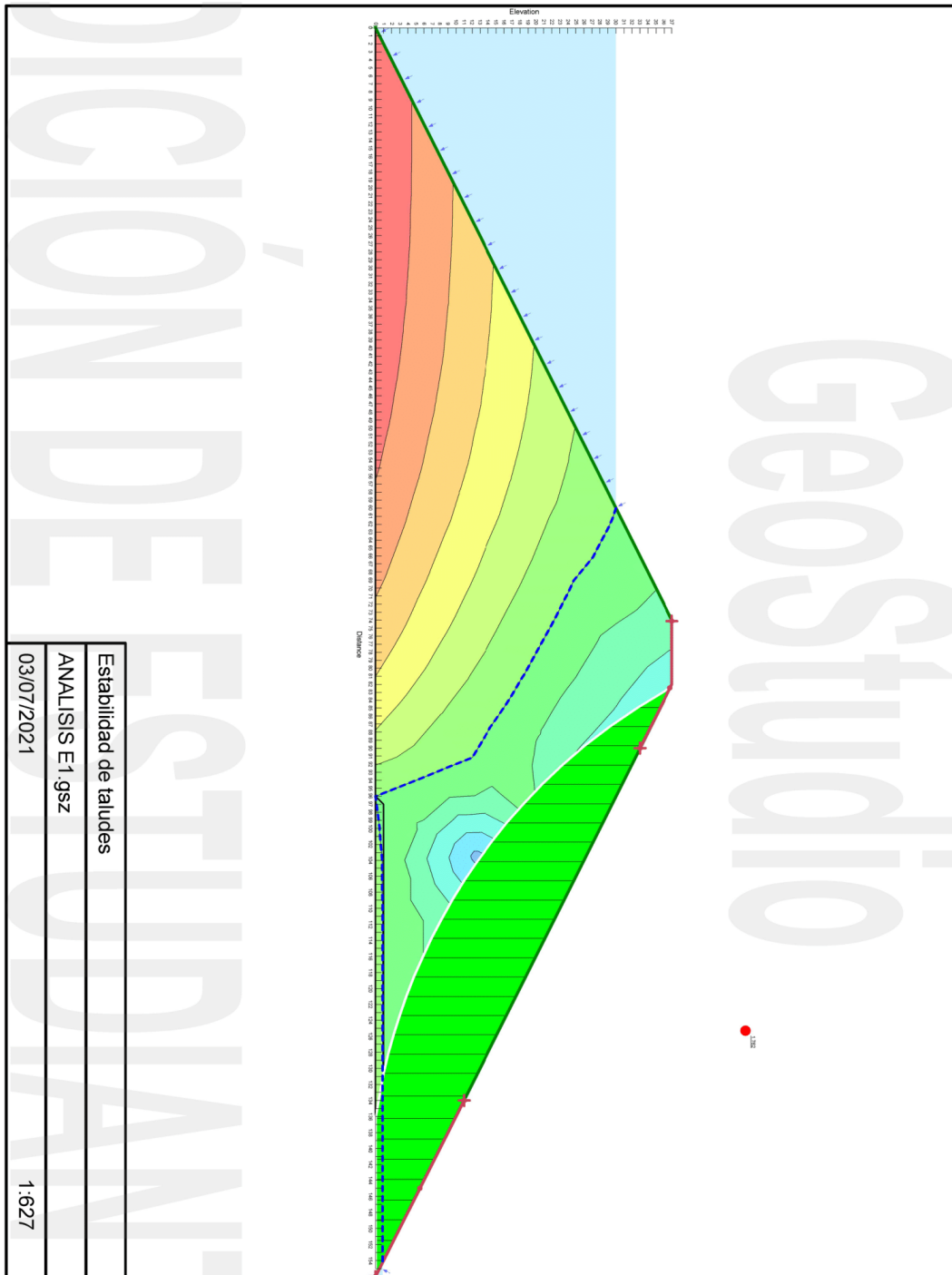
**Ilustración 50: Estabilidad del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al nivel máximo normal NMN.**  
**Fuente: Elaboración propia.**

- Estabilidad del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al nivel de avenida de proyecto NAP



**Ilustración 51: Estabilidad del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al nivel de avenida de proyecto NAP**  
 Fuente: Elaboración propia.

- Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al nivel de avenida extrema NAE.



**Ilustración 52: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al nivel de avenida extrema NAE.**

Fuente: Elaboración propia.

- Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas arriba ante desembalse instantáneo crítico.

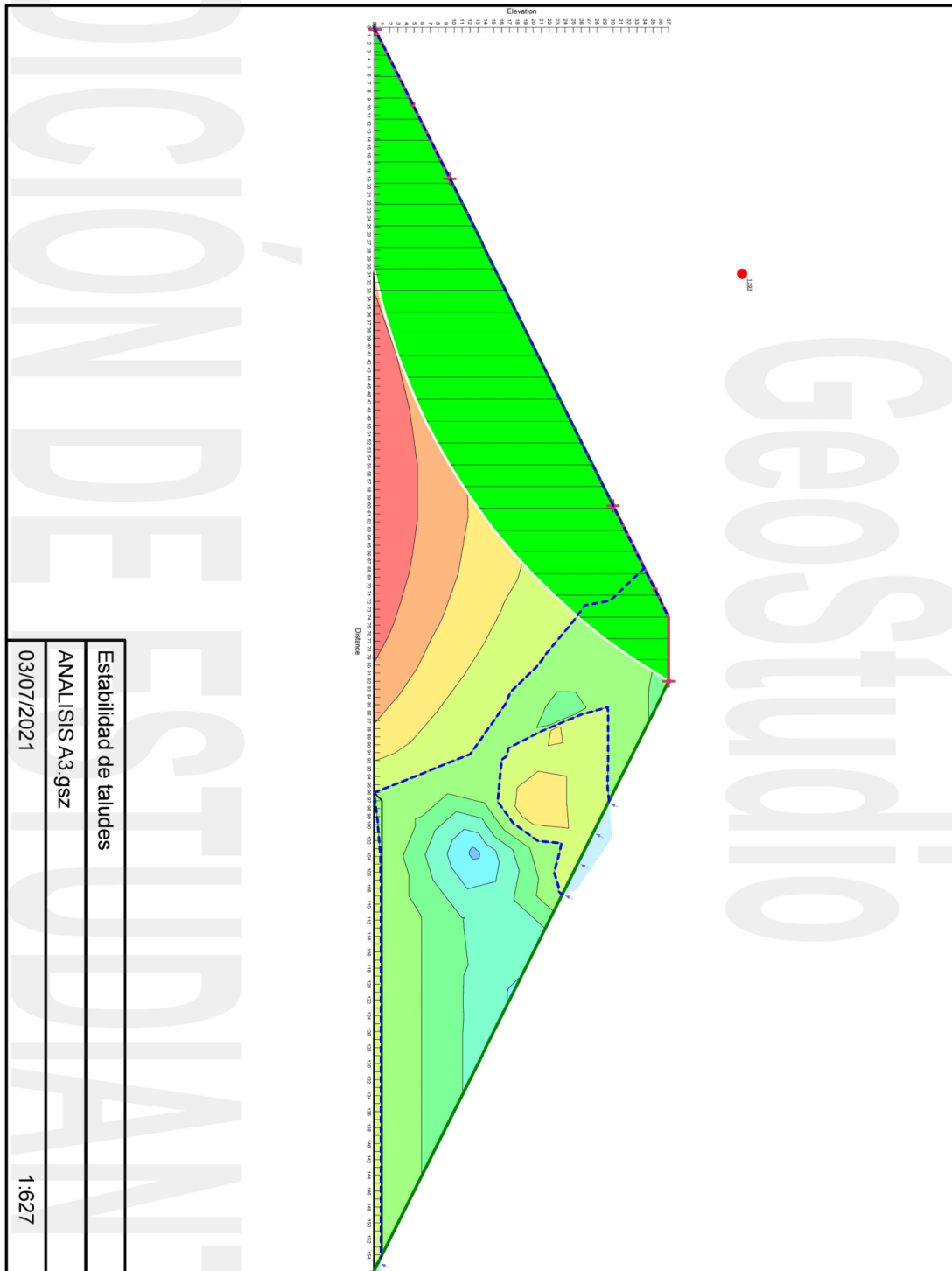
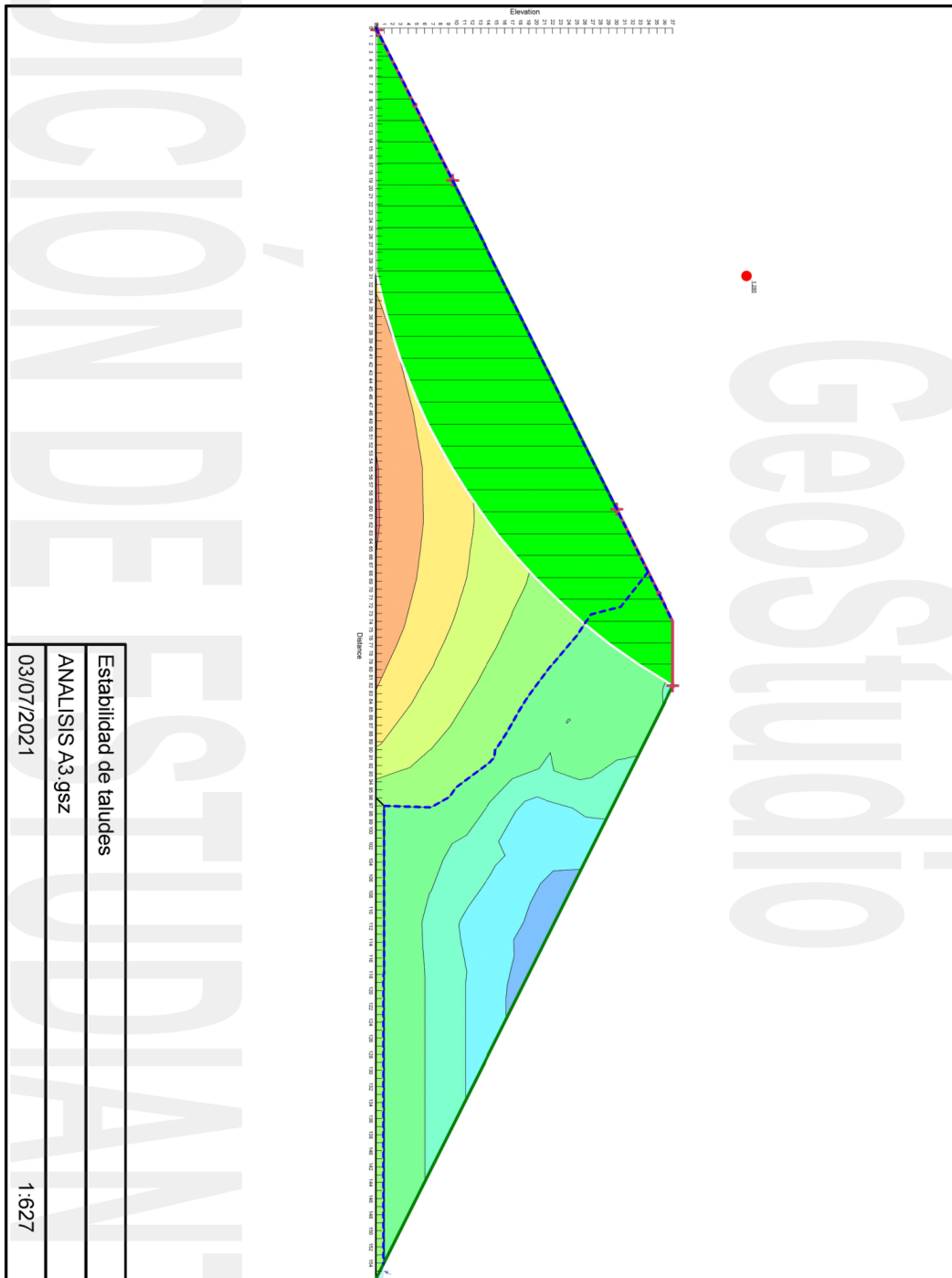


Ilustración 53: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas arriba ante desembalse instantáneo crítico.

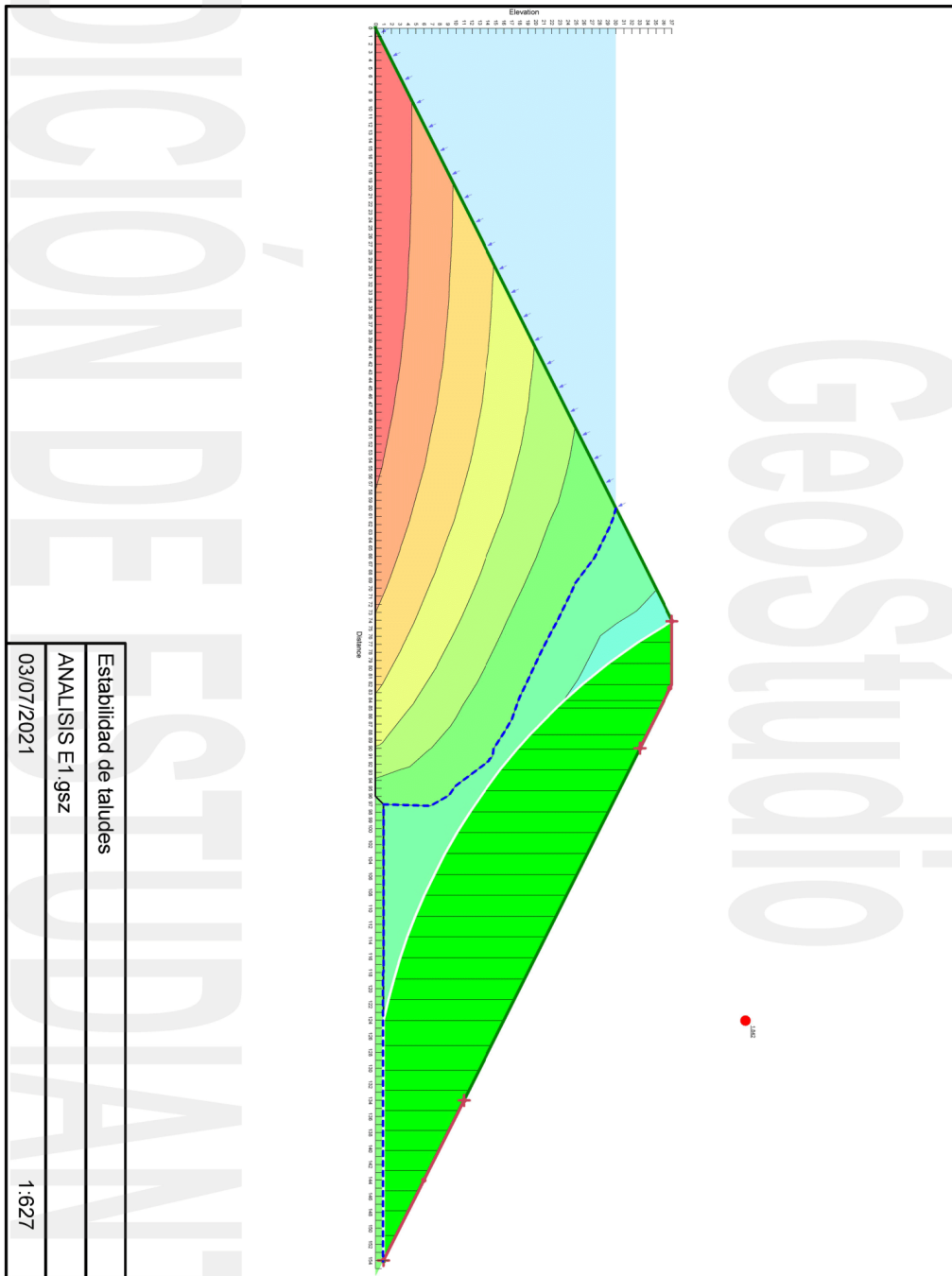
Fuente: Elaboración propia.

- Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas arriba ante desembalse instantáneo crítico en condiciones de filtro disfuncional



**Ilustración 54: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas arriba ante desembalse instantáneo crítico en condiciones de filtro disfuncional**  
**Fuente: Elaboración propia.**

- Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al nivel de avenida extrema NAE en condiciones de filtro disfuncional



**Ilustración 55: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas abajo ante cargas hidrostáticas y presiones intersticiales generados por el agua al nivel de avenida extrema NAE en condiciones de filtro disfuncional**

Fuente: Elaboración propia.

- **Resumen de resultados primer análisis**

**Tabla 43: Factores de seguridad obtenidos en análisis de estabilidad**

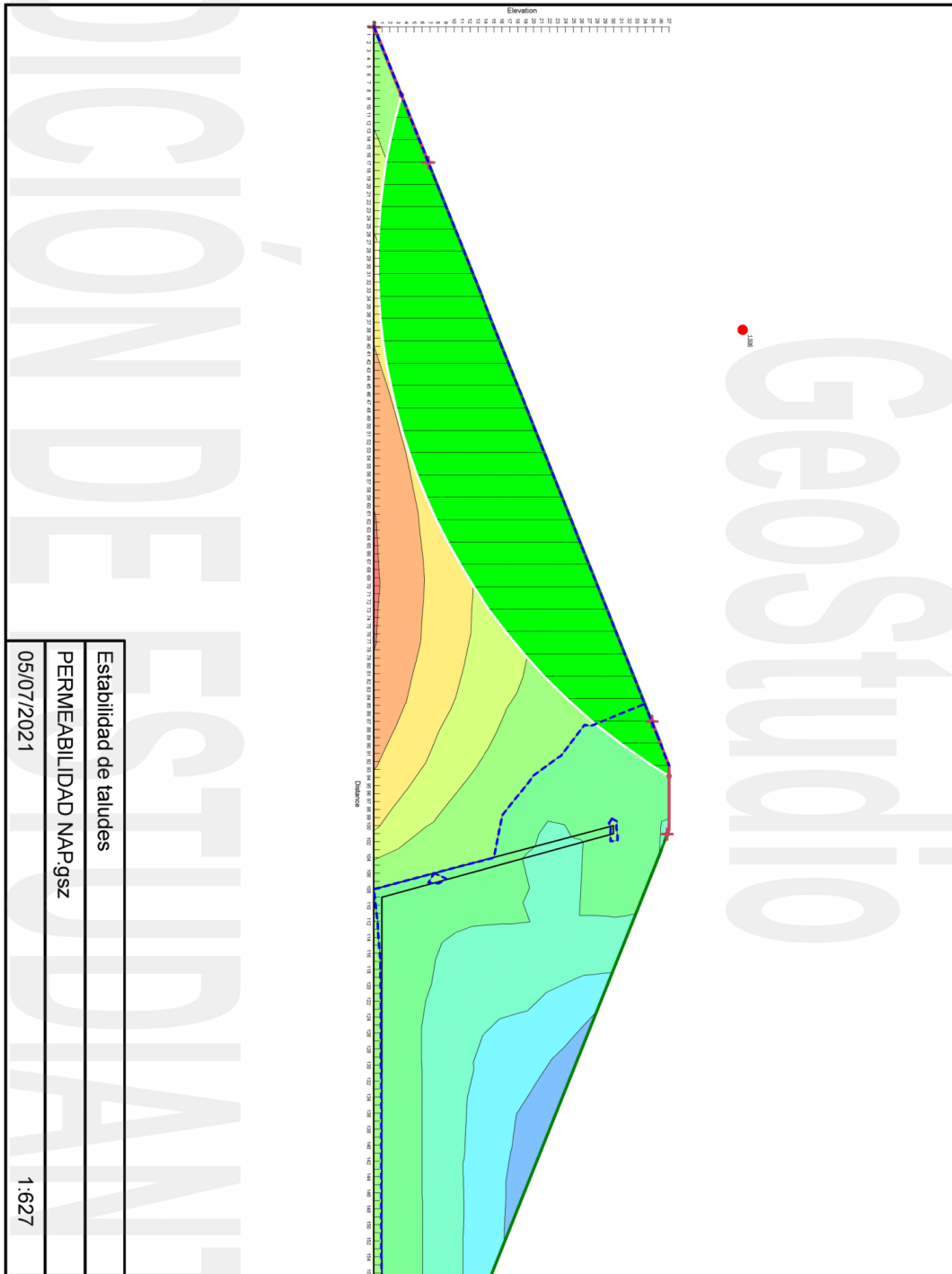
<b>Tipo de análisis</b>	<b>Factor de seguridad obtenido</b>	<b>Factor de seguridad SPANCOLD</b>	
Análisis N1	1.762	1.4	CUMPLE
Análisis A2	1.762	1.3	CUMPLE
Análisis A3	1.293	1.3	NO CUMPLE
Análisis A4 (a)	1.285	1.3	NO CUMPLE
Análisis A4 (b)	1.642	1.3	CUMPLE
Análisis E1	1.762	1.0	CUMPLE

**Fuente: Elaboración propia**

Dada esta situación donde la presa no resiste a las solicitaciones impuestas en los análisis de desembalse rápido, se plantea cambiar la geometría de la presa, siendo los nuevos paramentos de la presa una inclinación 1V:3H.



- Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas arriba ante desembalse instantáneo crítico en condiciones de filtro disfuncional



**Ilustración 56: Estabilidad al deslizamiento del paramento aguas arriba ante desembalse instantáneo crítico en condiciones de filtro disfuncional**  
**Fuente: Elaboración propia.**

#### ▪ Resumen de resultados 2do análisis

Como se observa en el análisis de estabilidad por desembalse rápido, la inclinación de los taludes 1V:3H dan como resultado un factor de seguridad aceptable:

$$FS = 1.506$$

FS satisfactorio dado que es mayor que el FS requerido (SPANCOLD, 2018):

$$FS_{req} = 1.3$$

#### 4.7.5. Análisis pseudoestático

El análisis pseudoestático se realizará en apoyo del software SLOPE/W para encontrar la información de la superficie crítica de deslizamiento, y los datos geométricos correspondientes a cada una de las dovelas con las que se discretiza el talud. En este caso, 13 dovelas.

Las condiciones del análisis será la combinación de solicitaciones A5: Filtración permanente a NMN con fuerzas de sismo de proyecto y filtro funcional.

Los métodos de análisis a utilizar: método de Bishop sin considerar sismo para determinar un FS inicial de iteración (usando SLOPE/W) y método de Bishop para determinar el FS considerando sismo (cálculo manual).

c: Cohesión del material del paramento de la presa.

$\phi$ : Ángulo de rozamiento del material del paramento de la presa.

W: Peso de la dovela.

$\beta$ : Longitud de la base inclinada de la dovela.

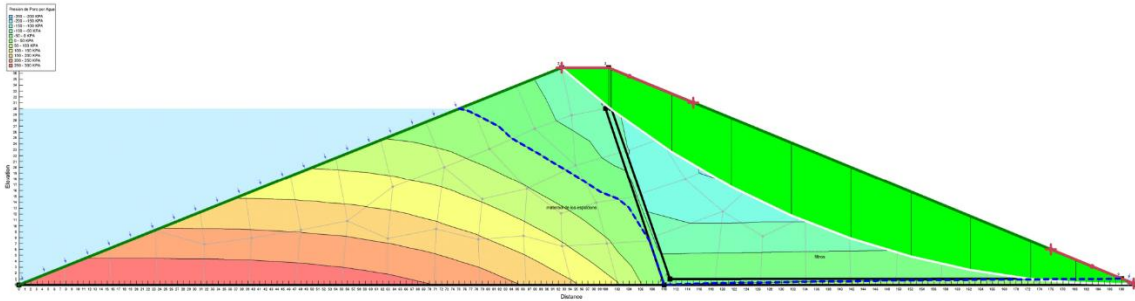
$\alpha$ : Ángulo de inclinación de la base de la dovela.

N: Normal a la base de la dovela.

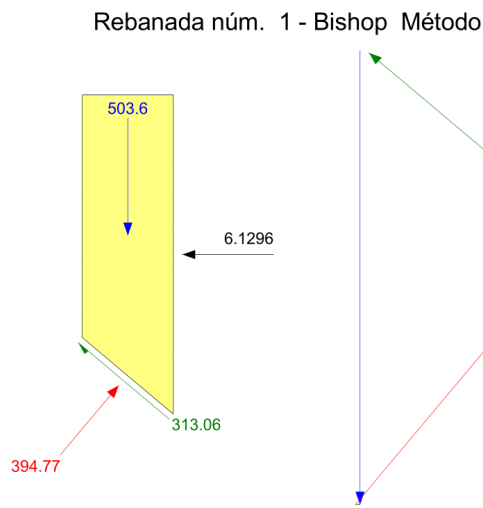
$m_\alpha$ : Factor geométrico aplicado en el método simplificado de bishop.

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\text{sen} \alpha \tan \phi}{FS}$$

▪ Discretización del talud.



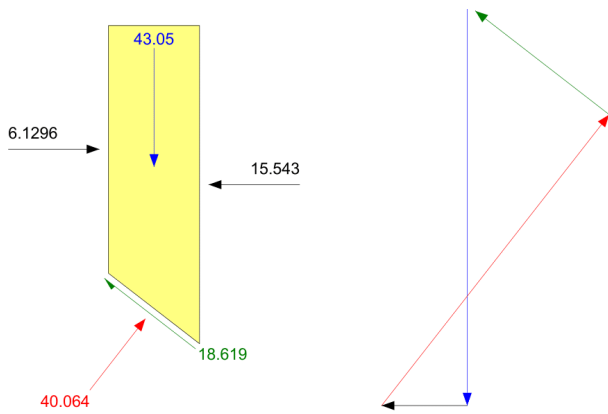
$$FS_{obtenido} = 2.018$$



Factor de Seguridad	2.018
Ángulo Phi	26 °
C (Resistencia)	42 KPA
Presión de Poro de Agua	-88.398 KPA
Fuerza de Poro de Agua	-924.49 kN
Presión de Poro de Aire	0 KPA
Fuerza de Aire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	8 m
Media Altura	3.3681 m
Longitud de la Base	10.458 m
Ángulo Base	-40.098 °
Mod Resist. Anisótropa	1
Lambda Aplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	503.6 kN
Fuerza Normal en la Base	394.77 kN
Esfuerzo Normal de Base	37.747 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	631.79 kN
Esf. Cort. de Base Res.	60.41 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	313.06 kN
Esf. corte movilizado de base	29.934 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	--- kN
Fuer de cort. a dovela izq.	--- kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	6.1296 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	10.382 kN
Coordenada Superior Izq.	92.5; 37 m
Coordenada Superior Der	100.5; 37 m
Coordenada Izq. Inferior	92.5; 37 m
Coordenada Der Inferior	100.5; 30.263769 m

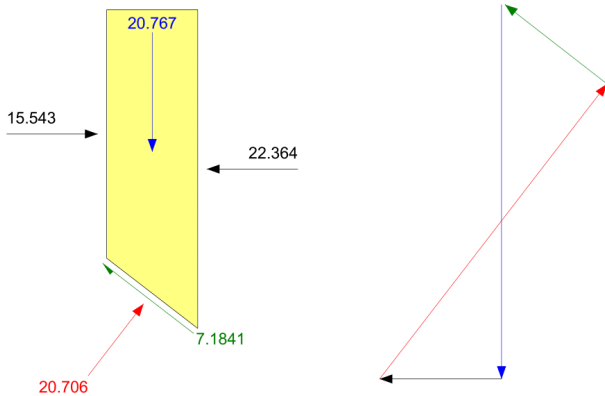
Ilustración 57: Discretización del talud.  
Fuente: Elaboración Propia

### Rebanada núm. 2 - Bishop Método



Factor de Seguridad	2.018
Ángulo Phi	26 °
C (Resistencia)	42 KPA
Presión de Poro deAgua	-88.504 KPA
Fuerza de Poro deAgua	-38.002 kN
Presión de Poro deAire	0 KPA
Fuerza deAire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	0.33881 m
MediaAltura	6.7985 m
Longitud de la Base	0.42938 m
Ángulo Base	-37.902 °
Mod Resist.Anisótropa	1
LambdaAplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	43.05 kN
Fuerza Normal en la Base	40.064 kN
Esfuerzo Normal de Base	93.308 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	37.574 kN
Esf. Cort. de Base Res.	87.509 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	18.619 kN
Esf. corte movilizado de base	43.362 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	6.1296 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	15.543 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	0.8875 kN
Coordenada Superior Izq.	100.5; 37 m
Coordenada Superior Der	100.83881; 36.860713 m
Coordenada Izq. Inferior	100.5; 30.263769 m
Coordenada Der Inferior	100.83881; 30 m

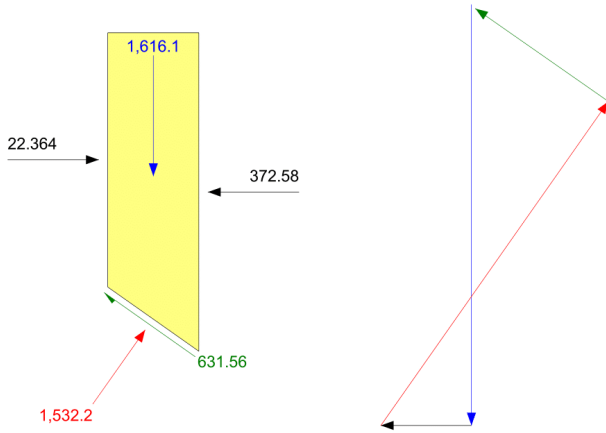
### Rebanada núm. 3 - Bishop Método



Factor de Seguridad	2.018
Ángulo Phi	35 °
C (Resistencia)	0 KPA
Presión de Poro deAgua	-91.603 KPA
Fuerza de Poro deAgua	-18.681 kN
Presión de Poro deAire	0 KPA
Fuerza deAire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	0.1619 m
MediaAltura	6.89 m
Longitud de la Base	0.20393 m
Ángulo Base	-37.774 °
Mod Resist.Anisótropa	1
LambdaAplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	20.767 kN
Fuerza Normal en la Base	20.706 kN
Esfuerzo Normal de Base	101.53 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	14.498 kN
Esf. Cort. de Base Res.	71.095 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	7.1841 kN
Esf. corte movilizado de base	35.228 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	15.543 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	22.364 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	0.20767 kN
Coordenada Superior Izq.	100.83881; 36.860713 m
Coordenada Superior Der	101; 36.794444 m
Coordenada Izq. Inferior	100.83881; 30 m
Coordenada Der Inferior	101; 29.875084 m

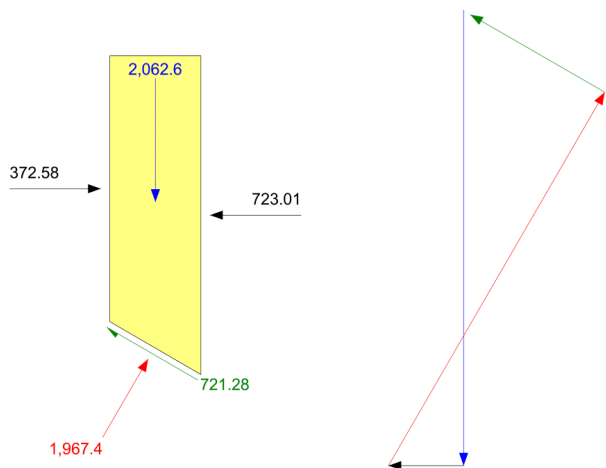
**Ilustración 58: Discretización del talud.**  
**Fuente: Elaboración Propia**

Rebanada núm. 4 - Bishop Método



Factor de Seguridad	2.018
Ángulo Phi	26 °
C (Resistencia)	42 KPA
Presión de Poro de Agua	-14.59 KPA
Fuerza de Poro de Agua	-1,438.6 kN
Presión de Poro de Aire	0 KPA
Fuerza de Aire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	10.258 m
Media Altura	8.4289 m
Longitud de la Base	12.554 m
Ángulo Base	-35.2 °
Mod Resist Anisótropa	1
Lambda Aplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	1,616.1 kN
Fuerza Normal en la Base	1,532.2 kN
Esfuerzo Normal de Base	122.05 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	1,274.6 kN
Esf. Cort. de Base Res.	101.53 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	631.56 kN
Esf. corte movilizado de base	50.308 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	22.364 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	372.58 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	22.855 kN
Coordenada Superior Izq.	101; 36.794444 m
Coordenada Superior Der	1.2584; 32.577102 m
Coordenada Izq. Inferior	101; 29.875084 m
Coordenada Der Inferior	1.2584; 22.638708 m

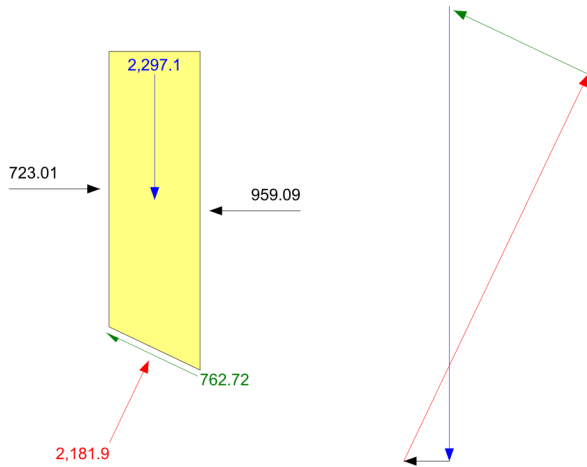
Rebanada núm. 5 - Bishop Método



Factor de Seguridad	2.018
Ángulo Phi	26 °
C (Resistencia)	42 KPA
Presión de Poro de Agua	-152.1 KPA
Fuerza de Poro de Agua	-1,796.7 kN
Presión de Poro de Aire	0 KPA
Fuerza de Aire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	10.2 m
Media Altura	10.82 m
Longitud de la Base	1.81 m
Ángulo Base	-30.283 °
Mod Resist Anisótropa	1
Lambda Aplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	2,062.6 kN
Fuerza Normal en la Base	1,967.4 kN
Esfuerzo Normal de Base	166.57 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	1,455.6 kN
Esf. Cort. de Base Res.	123.24 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	721.28 kN
Esf. corte movilizado de base	61.067 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	372.58 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	723.01 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	37.184 kN
Coordenada Superior Izq.	1.2584; 32.577102 m
Coordenada Superior Der	121.45806; 28.383909 m
Coordenada Izq. Inferior	1.2584; 22.638708 m
Coordenada Der Inferior	121.45806; 16.682556 m

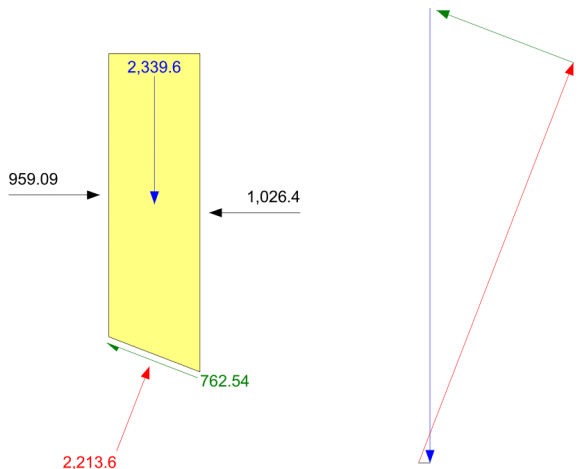
Ilustración 59: Discretización del talud.  
Fuente: Elaboración Propia

Rebanada núm. 6 - Bishop Método



Factor de Seguridad	2,018
Ángulo Phi	26 °
C (Resistencia)	42 KPA
Presión de Poro de Agua	-133.62 KPA
Fuerza de Poro de Agua	-1,51.5 kN
Presión de Poro de Aire	0 KPA
Fuerza de Aire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	10.2 m
Media Altura	12.05 m
Longitud de la Base	1,312 m
Ángulo Base	-25.617 °
Mod Resist. Anisótropa	1
Lambda Aplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	2,297.1 kN
Fuerza Normal en la Base	2,181.9 kN
Esfuerzo Normal de Base	192.89 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	1,539.2 kN
Esf. Cort. de Base Res.	136.08 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	762.72 kN
Esf. corte movilizado de base	67.428 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	723.01 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	959.09 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	32.486 kN
Coordenada Superior Izq.	121.45806; 28.383909 m
Coordenada Superior Der	131.65772; 24.190715 m
Coordenada Izq. Inferior	121.45806; 16.682556 m
Coordenada Der Inferior	131.65772; 1.79189 m

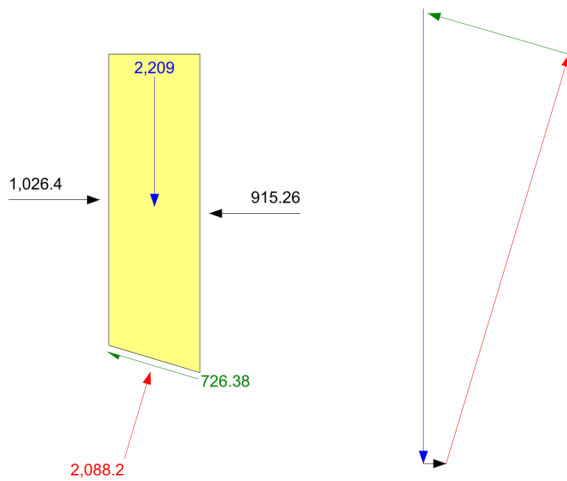
Rebanada núm. 7 - Bishop Método



Factor de Seguridad	2,018
Ángulo Phi	26 °
C (Resistencia)	42 KPA
Presión de Poro de Agua	-90.773 KPA
Fuerza de Poro de Agua	-992.58 kN
Presión de Poro de Aire	0 KPA
Fuerza de Aire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	10.2 m
Media Altura	12.273 m
Longitud de la Base	10.935 m
Ángulo Base	-21.129 °
Mod Resist. Anisótropa	1
Lambda Aplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	2,339.6 kN
Fuerza Normal en la Base	2,213.6 kN
Esfuerzo Normal de Base	202.44 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	1,538.9 kN
Esf. Cort. de Base Res.	140.73 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	762.54 kN
Esf. corte movilizado de base	69.736 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	959.09 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	1,026.4 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	36.993 kN
Coordenada Superior Izq.	131.65772; 24.190715 m
Coordenada Superior Der	141.85738; 19.997522 m
Coordenada Izq. Inferior	131.65772; 1.79189 m
Coordenada Der Inferior	141.85738; 7.8502961 m

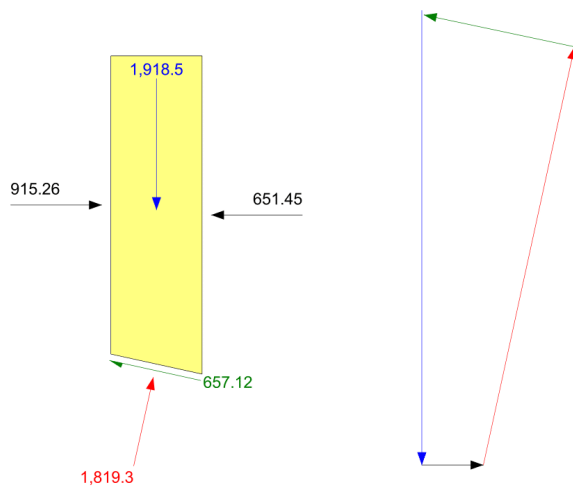
Ilustración 60: Discretización del talud.  
Fuente: Elaboración Propia

Rebanada núm. 8 - Bishop Método



Factor de Seguridad	2,018
Ángulo Phi	26 °
C (Resistencia)	42 KPA
Presión de Poro deAgua	-54.876 KPA
Fuerza de Poro deAgua	-584.58 kN
Presión de Poro deAire	0 KPA
Fuerza deAire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	10.2 m
MediaAltura	1,588 m
Longitud de la Base	10.653 m
Ángulo Base	-16.773 °
Mod Resist.Anisótropa	1
LambdaAplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	2,209 kN
Fuerza Normal en la Base	2,088.2 kN
Esfuerzo Normal de Base	196.02 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	1,465.9 kN
Esf. Cort. de Base Res.	137.61 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	726.38 kN
Esf. corte movilizado de base	68.186 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	1,026.4 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	915.26 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	31.24 kN
Coordenada Superior Izq.	141.85738; 19.997522 m
Coordenada Superior Der	152.05704; 15.804328 m
Coordenada Izq. Inferior	141.85738; 7.8502961 m
Coordenada Der Inferior	152.05704; 4.7760809 m

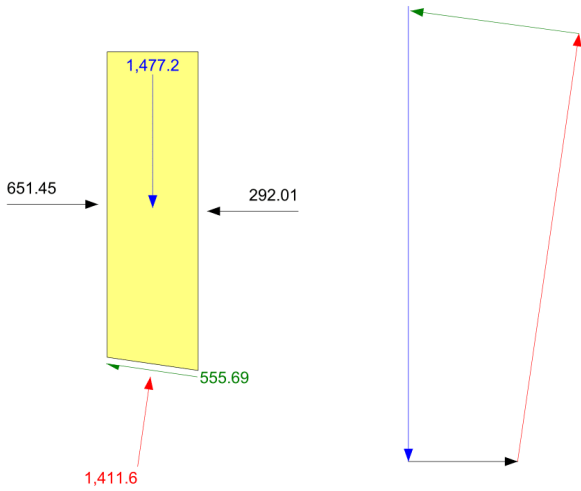
Rebanada núm. 9 - Bishop Método



Factor de Seguridad	2,018
Ángulo Phi	26 °
C (Resistencia)	42 KPA
Presión de Poro deAgua	-27.715 KPA
Fuerza de Poro deAgua	-289.56 kN
Presión de Poro deAire	0 KPA
Fuerza deAire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	10.2 m
MediaAltura	10.064 m
Longitud de la Base	10.448 m
Ángulo Base	-12.516 °
Mod Resist.Anisótropa	1
LambdaAplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	1,918.5 kN
Fuerza Normal en la Base	1,819.3 kN
Esfuerzo Normal de Base	174.13 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	1,326.1 kN
Esf. Cort. de Base Res.	126.93 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	657.12 kN
Esf. corte movilizado de base	62.895 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	915.26 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	651.45 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	21.449 kN
Coordenada Superior Izq.	152.05704; 15.804328 m
Coordenada Superior Der	162.2567; 1.6135 m
Coordenada Izq. Inferior	152.05704; 4.7760809 m
Coordenada Der Inferior	162.2567; 2.519635 m

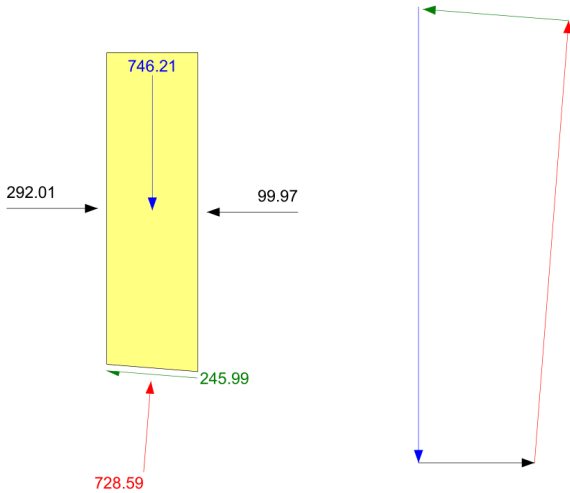
Ilustración 61: Discretización del talud.  
Fuente: Elaboración Propia

Rebanada núm. 10 - Bishop Método



Factor de Seguridad	2.018
Ángulo Phi	26 °
C (Resistencia)	42 KPA
Presión de Poro de Agua	-8.5233 KPA
Fuerza de Poro de Agua	-87.861 kN
Presión de Poro de Aire	0 KPA
Fuerza de Aire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	10.2 m
Media Altura	7.7491 m
Longitud de la Base	10.308 m
Ángulo Base	-8.3277 °
Mod Resist. Anisótropa	1
Lambda Aplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	1,477.2 kN
Fuerza Normal en la Base	1,41.6 kN
Esfuerzo Normal de Base	136.94 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	1,121.4 kN
Esf. Cort. de Base Res.	108.79 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	555.69 kN
Esf. corte movilizado de base	53.907 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	651.45 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	292.01 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	16.516 kN
Coordenada Superior Izq.	162.2567; 1.6135 m
Coordenada Superior Der	172.45636; 7.4179413 m
Coordenada Izq. Inferior	162.2567; 2.519635 m
Coordenada Der Inferior	172.45636; 1.0189621 m

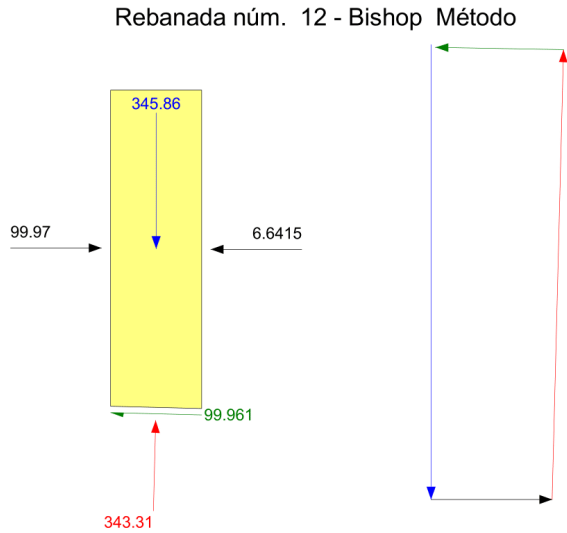
Rebanada núm. 11 - Bishop Método



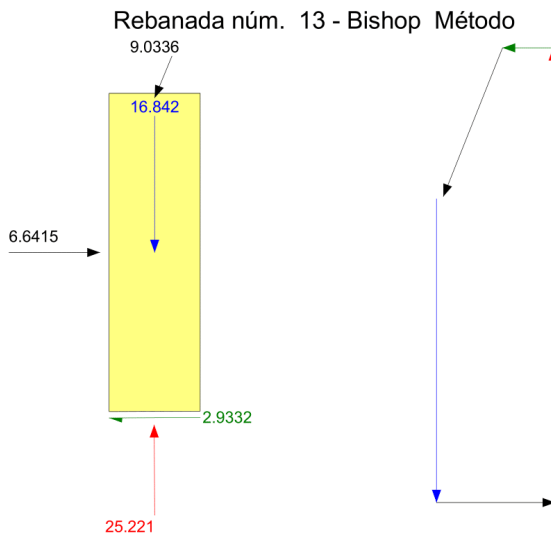
Factor de Seguridad	2.018
Ángulo Phi	35 °
C (Resistencia)	0 KPA
Presión de Poro de Agua	2.513 KPA
Fuerza de Poro de Agua	19.595 kN
Presión de Poro de Aire	0 KPA
Fuerza de Aire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	7.7767 m
Media Altura	5.183 m
Longitud de la Base	7.8027 m
Ángulo Base	-4.6737 °
Mod Resist. Anisótropa	1
Lambda Aplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	746.21 kN
Fuerza Normal en la Base	728.59 kN
Esfuerzo Normal de Base	93.378 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	496.45 kN
Esf. Cort. de Base Res.	63.625 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	245.99 kN
Esf. corte movilizado de base	31.527 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	292.01 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	99.97 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	8.3429 kN
Coordenada Superior Izq.	172.45636; 7.4179413 m
Coordenada Superior Der	180.23306; 4.220851 m
Coordenada Izq. Inferior	172.45636; 1.0189621 m
Coordenada Der Inferior	180.23306; 0.38319827 m

Ilustración 62: Discretización del talud.  
Fuente: Elaboración Propia





Factor de Seguridad	2.018
Ángulo Phi	35 °
C (Resistencia)	0 KPA
Presión de Poro de Agua	7.0969 KPA
Fuerza de Poro de Agua	55.21 kN
Presión de Poro de Aire	0 KPA
Fuerza de Aire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	7.7767 m
Media Altura	2.343 m
Longitud de la Base	7.7795 m
Ángulo Base	-1.53 °
Mod Resist. Anisótropa	1
Lambda Aplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	345.86 kN
Fuerza Normal en la Base	343.31 kN
Esfuerzo Normal de Base	44.131 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	201.73 kN
Esf. Cort. de Base Res.	25.931 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	99.961 kN
Esf. corte movilizado de base	12.849 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	99.97 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	6.6415 kN
Fuer de cort. a dovela der	0 kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	0 kN
Polígono Cerrado	3.8668 kN
Coordenada Superior Izq.	180.23306; 4.220851 m
Coordenada Superior Der	188.00977; 1.023761 m
Coordenada Izq. Inferior	180.23306; 0.38319827 m
Coordenada Der Inferior	188.00977; 0.17547675 m



Factor de Seguridad	2.018
Ángulo Phi	35 °
C (Resistencia)	0 KPA
Presión de Poro de Agua	8.28 KPA
Fuerza de Poro de Agua	16.767 kN
Presión de Poro de Aire	0 KPA
Fuerza de Aire en Poros	0 kN
Ángulo Phi B	0 °
Ancho de dovela	2.0249 m
Media Altura	0.42414 m
Longitud de la Base	2.025 m
Ángulo Base	0.4479 °
Mod Resist. Anisótropa	1
Lambda Aplicada	0
Peso (incl. Sismo Vért.)	16.842 kN
Fuerza Normal en la Base	25.221 kN
Esfuerzo Normal de Base	12.455 KPA
Fuer Cort. de Base Res.	5.9196 kN
Esf. Cort. de Base Res.	2.9233 KPA
Fuerza de corte movilizada de base	2.9332 kN
Esf. corte movilizado de base	1.4485 KPA
Fuer Norm. a Rebanada Izq.	6.6415 kN
Fuer de cort. a dovela izq.	0 kN
Fuer Norm. a Rebanada Der	--- kN
Fuer de cort. a dovela der	--- kN
Fuer Sísmica Horizontal	0 kN
Punto de carga	0 kN
Carga de Refuerzo Usada	0 kN
Carga Cort. Ref. Usada	0 kN
Carga de Sobrecarga	9.0336 kN
Polígono Cerrado	0.39877 kN
Coordenada Superior Izq.	188.00977; 1.023761 m
Coordenada Superior Der	190.03466; 0.19130634 m
Coordenada Izq. Inferior	188.00977; 0.17547675 m
Coordenada Der Inferior	190.03466; 0.19130634 m

**Ilustración 63: Discretización del talud.**  
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44: Resumen de resultados

# Dovela	W (kN)	$\alpha$ (°)	N (Kn)	$\beta$ (m)	c (kPa)	$\phi$ (°)	Tan $\phi$	sen $\alpha$	cos $\alpha$
1	503.6	-40.098	394.77	10.458	42	26	0.48773	0.64410	0.76494
2	43.05	-37.902	40.064	0.42938	42	26	0.48773	0.61431	0.78906
3	20.767	-37.774	20.706	0.2093	42	26	0.70021	0.61255	0.79043
4	1616.1	35.2	1532.2	12.554	42	26	0.48773	0.57643	0.81714
5	2062.6	-30.283	1967.4	11.811	42	26	0.48773	0.50427	0.86355
6	2297.1	-25.617	2181.9	11.312	42	26	0.48773	0.43235	0.90170
7	2339.6	-21.129	2213.6	10.935	42	26	0.48773	0.36047	0.93277
8	2209	-16.773	2088.2	10.653	42	26	0.48773	0.28858	0.95746
9	1918.5	-12.516	1819.3	10.448	42	26	0.48773	0.21671	0.97624
10	1472.2	-8.3277	1411.6	10.308	42	26	0.48773	0.14483	0.98946
11	746.21	-4.6367	728.59	7.8027	42	26	0.70021	0.08084	0.99673
12	345.86	-1.53	343.31	7.7795	42	26	0.70021	0.02670	0.99964
13	16.842	0.4479	25.221	2.025	42	26	0.70021	0.00782	0.99997

Fuente: Elaboración propia.

$$FS_{obtenido} = FS_{inicial} = 2.018$$

El coeficiente sísmico horizontal de la estructura (calculado previamente):

$$Kz = c_{sismo \ de \ proyecto} = 0.27$$

La fuerza sísmica horizontal:

$$Fh = Kz W_{dovela}$$

Para estimar de forma iterativa el factor de seguridad por Bishop considerando la fuerza sísmica:

$$FS = \frac{1}{\sum(W \ sen\alpha + Fh \ cos\alpha)} \sum \left[ \frac{c\beta + W \ tan\phi - \frac{c\beta}{FS} \ sen\alpha \ tan\phi - Fh \ sen\alpha \ tan\phi}{m_\alpha} \right]$$

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sen\alpha \ tan\phi}{FS}$$

FS inicial= 2.018

Kz = C sismo extremo =

0.27

Fh = Kz W

Iteración #1 de FS Pseudoestático - Método de Bishop										
# Dovela	Fh (kN)	Fh cosa	Fh sena tan c β	c β	W tan φ	(cβ/FS) sena tan φ	mα	W sena + Fh	(cβ+W tan φ - ((cβ/FS) sena tan φ)	sen φ
1	135.972	104.01095	42.7152043	439.236	245.622132	68.37695691	0.92061636	428.378163	623.2411166	
2	11.6235	9.17166962	3.48263708	18.03396	20.9968879	2.677572504	0.93753655	35.6178332	35.06064739	
3	5.60709	4.4320293	1.67517326	8.7906	10.1287427	1.30142625	0.93848055	17.1528225	16.98782484	
4	436.347	356.558725	122.676701	527.268	788.224636	73.45821108	0.95646344	1288.13099	1170.308945	
5	556.902	480.910054	136.969829	496.062	1005.99724	60.45899636	0.98542311	1521.0203	1323.929179	
6	620.217	559.252326	130.786894	475.104	1120.37053	49.6464371	1.00620022	1552.41111	1406.321694	
7	631.692	589.224108	111.059328	459.27	1141.09916	40.01258214	1.01989334	1432.57732	1421.028259	
8	596.43	571.05524	83.947631	447.426	1077.40129	31.20678439	1.02720296	1208.52987	1372.341133	
9	517.995	505.685122	54.7508393	438.816	935.714971	22.98404724	1.02861294	921.447552	1260.723089	
10	397.494	393.302777	28.079192	432.936	718.039917	15.15502185	1.02446111	606.52824	1081.2921	
11	201.4767	200.817328	7.94362685	327.7134	363.950935	6.40275736	1.01626498	261.13899	666.4777061	
12	93.3822	93.3489075	1.21608256	326.739	168.687193	2.108525079	1.00609672	102.583495	489.1195598	
13	4.54734	4.54720106	0.01733777	85.05	8.21439226	0.160690032	1.0018588	4.67885918	92.91365614	
Σ =								9380.19554	10959.74491	

$$FS = \frac{1}{\sum (W \text{ sena} + Fh \text{ cosa})} \sum \left[ \frac{c\beta + W \tan \phi - \frac{c\beta}{FS} \text{ sena} \tan \phi - Fh \text{ sena} \tan \phi}{m_{\alpha}} \right] = 1.168$$

FS inicial= 1.168

Kz = C sismo extremo =

0.27

Fh = Kz W

Iteración #2 de FS Pseudoestático - Método de Bishop										
# Dovela	Fh (kN)	Fh cosa	Fh sena tan c β	c β	W tan φ	(cβ/FS) sena tan φ	mα	W sena + Fh	(cβ+W tan φ - ((cβ/FS) sena tan φ)	sen φ
1	135.972	104.01095	42.7152043	439.236	245.622132	118.0979548	1.03381519	428.378163	506.9039222	
2	11.6235	9.17166962	3.48263708	18.03396	20.9968879	4.624596515	1.04550086	35.6178332	29.57779914	
3	5.60709	4.4320293	1.67517326	8.7906	10.1287427	2.24777155	1.04613478	17.1528225	14.33505331	
4	436.347	356.558725	122.676701	527.268	788.224636	126.8740945	1.05777034	1288.13099	1007.725214	
5	556.902	480.910054	136.969829	496.062	1005.99724	104.4223689	1.07404787	1521.0203	1173.753126	
6	620.217	559.252326	130.786894	475.104	1120.37053	85.7473475	1.0821855	1552.41111	1274.21804	
7	631.692	589.224108	111.059328	459.27	1141.09916	69.10813717	1.08324508	1432.57732	1311.062219	
8	596.43	571.05524	83.947631	447.426	1077.40129	53.89911425	1.07792046	1208.52987	1286.718817	
9	517.995	505.685122	54.7508393	438.816	935.714971	39.69713037	1.06669971	921.447552	1200.04064	
10	397.494	393.302777	28.079192	432.936	718.039917	26.17514973	1.04991551	606.52824	1044.58079	
11	201.4767	200.817328	7.94362685	327.7134	363.950935	11.05858733	1.03047199	261.13899	652.7708898	
12	93.3822	93.3489075	1.21608256	326.739	168.687193	3.641760482	1.01078926	102.583495	485.3319771	
13	4.54734	4.54720106	0.01733777	85.05	8.21439226	0.277537419	1.00323267	4.67885918	92.66994559	
Σ =								9380.19554	10079.68843	

$$FS = \frac{1}{\sum (W \text{ sena} + Fh \text{ cosa})} \sum \left[ \frac{c\beta + W \tan \phi - \frac{c\beta}{FS} \text{ sena} \tan \phi - Fh \text{ sena} \tan \phi}{m_{\alpha}} \right] = 1.075$$

**Ilustración 64: Resultados de iteración del factor de seguridad de Bishop.**

Fuente: Elaboración Propia

FS inicial= 1.075

Kz = C sismo extremo =

0.27

Fh = Kz W

Iteración #3 de FS Pseudoestático - Método de Bishop										
# Dovela	Fh (kN)	Fh cosa	Fh sena tan c β	c β	W tan φ	(cβ/FS) sena tan φ	mα	W sena + Fh	cβ+W tanφ-(cβ/FS) sena	
1	135.972	104.01095	42.7152043	439.236	245.622132	128.4090741	1.05729031	428.378163	485.896682	
2	11.6235	9.17166962	3.48263708	18.03396	20.9968879	5.028369522	1.06789045	35.6178332	28.57956204	
3	5.60709	4.4320293	1.67517326	8.7906	10.1287427	2.444024235	1.06846007	17.1528225	13.85184678	
4	436.347	356.558725	122.676701	527.268	788.224636	137.9514576	1.07877932	1288.13099	977.8315724	
5	556.902	480.910054	136.969829	496.062	1005.99724	113.5394743	1.09242683	1521.0203	1145.660195	
6	620.217	559.252326	130.786894	475.104	1120.37053	93.23393888	1.09794329	1552.41111	1249.111591	
7	631.692	589.224108	111.059328	459.27	1141.09916	75.14196095	1.09638294	1432.57732	1289.848488	
8	596.43	571.05524	83.947631	447.426	1077.40129	58.60503992	1.08843824	1208.52987	1269.961464	
9	517.995	505.685122	54.7508393	438.816	935.714971	43.16308241	1.07459813	921.447552	1187.994858	
10	397.494	393.302777	28.079192	432.936	718.039917	28.46049914	1.05519424	606.52824	1037.189352	
11	201.4767	200.817328	7.94362685	327.7134	363.950935	12.02411136	1.03341824	261.13899	649.9755578	
12	93.3822	93.3489075	1.21608256	326.739	168.687193	3.959722185	1.0117624	102.583495	484.5509083	
13	4.54734	4.54720106	0.01733777	85.05	8.21439226	0.30176918	1.00351758	4.67885918	92.61948854	
Σ =								9380.19554	9913.071567	

$$FS = \frac{1}{\sum(W \text{ sena} + Fh \text{ cosa})} \sum \left[ \frac{c\beta + W \tan\phi - \frac{c\beta}{FS} \text{ sena} \tan\phi - Fh \text{ sena} \tan\phi}{m_\alpha} \right] = 1.057$$

FS inicial= 1.057

Kz = C sismo extremo =

0.27

Fh = Kz W

Iteración #4 de FS Pseudoestático - Método de Bishop										
# Dovela	Fh (kN)	Fh cosa	Fh sena tan c β	c β	W tan φ	(cβ/FS) sena tan φ	mα	W sena + Fh	cβ+W tanφ-(cβ/FS) sena	
1	135.972	104.01095	42.7152043	439.236	245.622132	130.5673474	1.06220401	428.378163	481.6170681	
2	11.6235	9.17166962	3.48263708	18.03396	20.9968879	5.112885322	1.07257693	35.6178332	28.37589053	
3	5.60709	4.4320293	1.67517326	8.7906	10.1287427	2.485102891	1.07313309	17.1528225	13.75324892	
4	436.347	356.558725	122.676701	527.268	788.224636	140.2701173	1.08317682	1288.13099	971.7211466	
5	556.902	480.910054	136.969829	496.062	1005.99724	115.4478225	1.09627382	1521.0203	1139.899137	
6	620.217	559.252326	130.786894	475.104	1120.37053	94.80099573	1.10124164	1552.41111	1243.947368	
7	631.692	589.224108	111.059328	459.27	1141.09916	76.40493156	1.09913289	1432.57732	1285.472318	
8	596.43	571.05524	83.947631	447.426	1077.40129	59.59006137	1.09063977	1208.52987	1266.494803	
9	517.995	505.685122	54.7508393	438.816	935.714971	43.88855862	1.07625139	921.447552	1185.495871	
10	397.494	393.302777	28.079192	432.936	718.039917	28.93885735	1.05629915	606.52824	1035.651563	
11	201.4767	200.817328	7.94362685	327.7134	363.950935	12.22621015	1.03403493	261.13899	649.3924686	
12	93.3822	93.3489075	1.21608256	326.739	168.687193	4.026276381	1.01196609	102.583495	484.3876089	
13	4.54734	4.54720106	0.01733777	85.05	8.21439226	0.306841255	1.00357722	4.67885918	92.60893074	
Σ =								9380.19554	9878.817421	

$$FS = \frac{1}{\sum(W \text{ sena} + Fh \text{ cosa})} \sum \left[ \frac{c\beta + W \tan\phi - \frac{c\beta}{FS} \text{ sena} \tan\phi - Fh \text{ sena} \tan\phi}{m_\alpha} \right] = 1.053$$

**Ilustración 65: Resultados de iteración del factor de seguridad de Bishop.**

**Fuente: Elaboración Propia**

FS inicial= 1.053

$K_z = C$  sismo extremo =

0.27

$F_h = K_z W$

Iteración #5 de FS Pseudoestático - Método de Bishop									
# Dovela	Fh (kN)	Fh cosa	Fh sena tan c β	W tan φ	(cβ/FS) sena tan φ	mα	W sena + Fh	[cβ+W tanφ - ((cβ/FS) sena	
1	135.972	104.01095	42.7152043	439.236	245.622132	131.020081	1.06323474	428.378163	480.7243671
2	11.6235	9.17166962	3.48263708	18.03396	20.9968879	5.130613914	1.07356	35.6178332	28.33339268
3	5.60709	4.4320293	1.67517326	8.7906	10.1287427	2.493719821	1.07411333	17.1528225	13.73267524
4	436.347	356.558725	122.676701	527.268	788.224636	140.7564946	1.08409926	1288.13099	970.4456733
5	556.902	480.910054	136.969829	496.062	1005.99724	115.8481301	1.0970808	1521.0203	1138.695785
6	620.217	559.252326	130.786894	475.104	1120.37053	95.12971191	1.10193352	1552.41111	1242.868009
7	631.692	589.224108	111.059328	459.27	1141.09916	76.66986061	1.09970974	1432.57732	1284.557121
8	596.43	571.05524	83.947631	447.426	1077.40129	59.79668597	1.09110157	1208.52987	1265.769388
9	517.995	505.685122	54.7508393	438.816	935.714971	44.04073929	1.07659818	921.447552	1184.97264
10	397.494	393.302777	28.079192	432.936	718.039917	29.03920093	1.05653093	606.52824	1035.329394
11	201.4767	200.817328	7.94362685	327.7134	363.950935	12.26860372	1.0341643	261.13899	649.2702442
12	93.3822	93.3489075	1.21608256	326.739	168.687193	4.040237227	1.01200882	102.583495	484.3533625
13	4.54734	4.54720106	0.01733777	85.05	8.21439226	0.307905206	1.00358973	4.67885918	92.60671623
							Σ =	9380.19554	9871.658769

$$FS = \frac{1}{\sum (W \text{ sena} + F_h \text{ cosa})} \sum \left[ \frac{c\beta + W \tan\phi - \frac{c\beta}{FS} \text{ sena} \tan\phi - F_h \text{ sena} \tan\phi}{m_\alpha} \right] = 1.052$$

FS inicial= 1.052

$K_z = C$  sismo extremo =

0.27

$F_h = K_z W$

Iteración #6 de FS Pseudoestático - Método de Bishop									
# Dovela	Fh (kN)	Fh cosa	Fh sena tan c β	W tan φ	(cβ/FS) sena tan φ	mα	W sena + Fh	[cβ+W tanφ - ((cβ/FS) sena	
1	135.972	104.01095	42.7152043	439.236	245.622132	131.1150932	1.06345105	428.378163	480.5372417
2	11.6235	9.17166962	3.48263708	18.03396	20.9968879	5.134334492	1.07376631	35.6178332	28.32448383
3	5.60709	4.4320293	1.67517326	8.7906	10.1287427	2.495528197	1.07431905	17.1528225	13.72836235
4	436.347	356.558725	122.676701	527.268	788.224636	140.8585673	1.08429285	1288.13099	970.1782739
5	556.902	480.910054	136.969829	496.062	1005.99724	115.93214	1.09725015	1521.0203	1138.443471
6	620.217	559.252326	130.786894	475.104	1120.37053	95.19869733	1.10207872	1552.41111	1242.641663
7	631.692	589.224108	111.059328	459.27	1141.09916	76.72545945	1.0998308	1432.57732	1284.365177
8	596.43	571.05524	83.947631	447.426	1077.40129	59.84004886	1.09119849	1208.52987	1265.617228
9	517.995	505.685122	54.7508393	438.816	935.714971	44.07267641	1.07667096	921.447552	1184.862877
10	397.494	393.302777	28.079192	432.936	718.039917	29.06025935	1.05657957	606.52824	1035.2618
11	201.4767	200.817328	7.94362685	327.7134	363.950935	12.27750057	1.03419144	261.13899	649.2445976
12	93.3822	93.3489075	1.21608256	326.739	168.687193	4.043167095	1.01201778	102.583495	484.3461758
13	4.54734	4.54720106	0.01733777	85.05	8.21439226	0.308128491	1.00359235	4.67885918	92.60625149
							Σ =	9380.19554	9870.157603

$$FS = \frac{1}{\sum (W \text{ sena} + F_h \text{ cosa})} \sum \left[ \frac{c\beta + W \tan\phi - \frac{c\beta}{FS} \text{ sena} \tan\phi - F_h \text{ sena} \tan\phi}{m_\alpha} \right] = 1.052$$

**Ilustración 66: Resultados de iteración del factor de seguridad de Bishop.**  
Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en el resultado del análisis de pseudoestático, la inclinación de los taludes 1V:3H dan como resultado un factor de seguridad aceptable:

$$FS = 1.052$$

FS satisfactorio dado que es mayor que el FS requerido (SPANCOLD, 2018):

$$FS_{req} = 1.0$$

## **5. CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 5.1. Conclusiones

Debido al aumento constante de consumo de energía y de agua potable, ya sea para el consumo humano o para riego, en el mundo, es inevitable la necesidad de construcción de esta infraestructura que alivie estas demandas, en países desarrollados y en países en desarrollo como es el caso de Nicaragua.

En el presente trabajo mamográfico se describieron las instrucciones para el diseño de presa de tierra. La descripción de área de estudio, criterios de selección, diferentes análisis (estabilidad, filtraciones) y de las diferentes partes de la presa. Se describen los aspectos sustanciales del tratamiento de la fundación y de la excavación y construcción de la estructura misma. Asimismo se presenta un ejemplo de carácter hipotético en donde se abordan métodos y criterios de análisis mencionado en el documento con el fin de entender la aplicación de la teoría a la práctica en donde se muestran características técnicas de la presa, embalse, características geológicas del material del cimiento, propiedades de los materiales, se realizan también análisis de estabilidad ante diferentes solicitaciones con factores de seguridad dentro de lo establecido por la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICGP). Cabe mencionar que este trabajo es de carácter académico por lo que los datos presentados en el ejemplo son de carácter hipotético y son asumidos para el mejor entendimiento de lo que debe pasar en el diseño de una presa.



## **5.2. Recomendaciones**

La calidad de la información es vital para realizar los cálculos en el diseño de la presa de tierra, ya que de no ser así se realizará un diseño de presa que no se ajuste a las necesidades y alcance de los fines para los que fue destinada su construcción. Es por eso que se recomienda La utilización de software que facilita los cálculos para el diseño, pero se debe tener especial cuidado en la interpretación de los resultados y el criterio adecuado para discernir si los resultados ofrecidos si son correctos, esto estará basado en un dominio de los conceptos y fundamentos en los que se basa el software y la información obtenida de la presa. Igualmente se recomienda elaboraciones de modelos preliminares para evaluar los efectos de los procesos geológico a gran escala que puedan producir daños potenciales a la presa

El tema de Presas de tierra es muy interesante por lo que recomendamos el uso de estos mismos a lo largo de nuestro país. Nicaragua posee variedad de cuencas hídricas por lo tanto la construcción de estas mismas podrían ser una gran ayuda para las comunidades que en cierto modo sobreviven de la agricultura, ganadería, y carecen de servicio potable. Consideramos que no es muy necesaria la inversión de un capital extranjero para la construcción de estas misma ya que tenemos todo al alcance tanto el recurso de los materiales como el humano.

**ANEXO I:**  
**ESTUDIO DE LOS MACIZOS ROCOSOS.**

# **1. Descripción y zonificación geológica de macizos rocosos en la cerrada a partir de visitas de campo.**

Este anexo tiene como objetivo abordar pautas recomendadas en ingeniería geológica para describir macizos rocosos a partir de visualización en afloramientos o excavaciones, así mismo abordar la información que se busca recopilar en las visitas de campo.

## **1.1. Descripción y zonificación del macizo rocoso en la cerrada**

### **1.1.1. Identificación del afloramiento o excavación**

#### **○ Descripción geológica general**

Se busca determinar la siguiente información cualitativa para todo el macizo rocoso:

- Formación y edad geológica.
- Litología y estructuras observables a gran escala.
- Rasgos estructurales generales: Macizos estratificados, fracturados, masivos, etc.
- Zonas alteradas y meteorizadas, y espesor de las mismas.
- Presencia de agua (surgencias).
- **División de zonas y descripción general de cada zona**
  - La zonificación se realizará en base a las variaciones de las características geológicas a menor escala (Litología, meteorización. Fracturación y presencia de agua).
- **Identificación de singularidades**
  - Identificar aquellas zonas, elementos o estructuras no sistemáticas, que no se repiten en el macizo, y que tienen influencia en sus propiedades y comportamiento mecánico, por ejemplo: *fallas, diques, pliegues, cavidades, zonas de flujo de agua, etc.*

## **1.2. Caracterización de la matriz rocosa**

### **1.2.1. Identificación de la matriz rocosa**

Se busca determinar las siguientes características para el núcleo de roca intacta o matriz rocosa:

- **Composición mineralógica.**
  - Origen mineralógico.
  - Nombre y clasificación de la roca (litología).
  - Definir el tamaño de grano y el color.
  - Forma y tamaño de los granos.
    - El tamaño de grano hace referencia a las dimensiones medias de los minerales o fragmentos de roca que componen la matriz rocosa.
    - Las rocas se clasifican por tamaño de grano: grano grueso, medio, fino y muy fino.
  - Color y transparencia.
    - Caracterizar cuando la roca no ha sufrido procesos de alteración y presenta un color original y característico, se define como roca sana.
    - Determinar cuando las variaciones de coloración de la roca en el afloramiento indican que el material rocoso ha sufrido procesos de meteorización.
- **Dureza.**
  - Es una propiedad directamente relacionada con la resistencia, que depende de la composición mineralógica y del grado de alteración que afecte a la roca.
  - Generalmente se adoptan como criterios la densidad y la resistencia de la roca:
  - Grado 1 para la roca menos densa y resistente ( $\gamma = 1.5 \frac{t}{m^3} \mid \sigma_c = 50 \frac{kg}{cm^2}$ )
  - Grado 14 para la roca más densa y resistente ( $\gamma = 2.7 \frac{t}{m^3} \mid \sigma_c = 1,800 \frac{kg}{cm^2}$ )
  - Para evaluar la dureza de los minerales se emplea la escala de Mohs.
  - Valor 1 para el mineral más blando (talco).
  - Valor de 10 para el más duro (diamante).

### 1.2.2. Meteorización o alteraciones

**Tabla 45: Descripciones del grado de meteorización**

<u>Término</u>	<u>Descripción</u>
Fresca	No se observa signos de meteorización en la matriz rocosa.
Decolorada	Se observa cambios en el color original de la matriz rocosa. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales se debe mencionar.

Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, algunos o todos los minerales están descompuesto.

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

### 1.2.3. Resistencia en campo

**Tabla 46: Clasificación por resistencia a la compresión uniaxial**

<u>Resistencia a compresión simple (MPa)</u>	<u>Descripciones</u>
1 – 5	Muy blanda
5 – 25	Blanda
25 – 50	Moderadamente dura
50 – 100	Dura
100 – 250	Muy dura
>250	Extremadamente dura

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

### 1.3. Descripción de discontinuidades

La orientación relativa y el espaciado de las diferentes familias de un macizo rocoso definen la forma de los bloques que conforman el macizo.

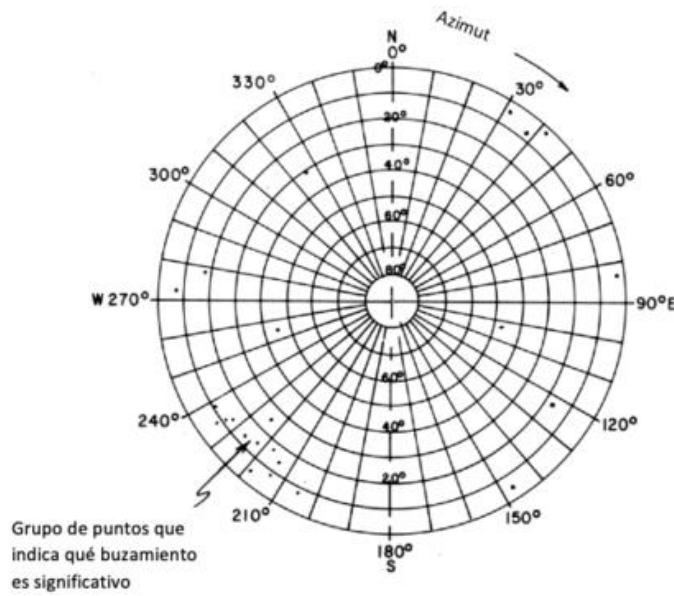
#### 1.3.1. Orientación

La orientación de una discontinuidad en el espacio queda definida por su **dirección de buzamiento** (dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto al norte) y **por su buzamiento** (inclinación respecto a la horizontal de dicha línea).

- La **dirección de buzamiento se mide** siguiendo la dirección de las agujas del reloj desde el norte, y varía entre 0° y 360°.
- El **buzamiento se mide** desde la horizontal hasta la inclinación del plano de discontinuidad, con valores entre 0° (capa horizontal) y 90° (capa vertical).

Las orientaciones de las discontinuidades pueden representarse gráficamente:

- **Métodos de proyección estereográfica**
  - Diagramas de polos: representa los polos o planos con valores medios de las diferentes familias. Ej. el diagrama de Schmidt y el diagrama de Wulf.



**Ilustración 67: Diagrama de polos.**

**Fuente:** [www.geologiaestructural.com/red-estereografica/](http://www.geologiaestructural.com/red-estereografica/)

- Diagramas de roseta: permiten representar un gran número de medidas de orientación de forma cuantitativa.
- Bloques diagrama: permiten una visión general de las familias y sus orientaciones respectivas.

### 1.3.2. Espaciado

Se define como la distancia entre dos planos de discontinuidad de una misma familia, medida en la dirección perpendicular a dichos planos. Para una familia de discontinuidades, este valor refiere al espaciado medio o modal de los valores medidos para las discontinuidades de una misma familia.

**Tabla 47: Descripciones del espaciado de discontinuidades**

<u>Descripción del espaciado</u>	<u>Espaciado</u>
Extremadamente junto	< 20 mm
Muy junto	20 – 60 mm
Junto	60 – 200 mm
Moderadamente junto separado	200 – 600 mm
Separado	600 – 2000 mm
Muy separado	2000 – 6000 mm
Extremadamente separado	>6000 mm

---

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

### 1.3.3. Continuidad o persistencia

Se refiere a su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento.

**Tabla 48: Descripción de la continuidad de una discontinuidad**

Descripción de la Continuidad	Longitud
Muy baja continuidad	< 1 m
Baja continuidad	1 – 3 m
Continuidad media	3 – 10 m
Alta continuidad	10 – 20 m
Muy alta continuidad	> 20 m

---

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

Las **discontinuidades singulares**, como las fallas y los diques, suelen ser muy continuas, y representan los mayores planos de debilidad en el macizo rocoso, por lo que deben ser caracterizadas y descritas con especial atención.

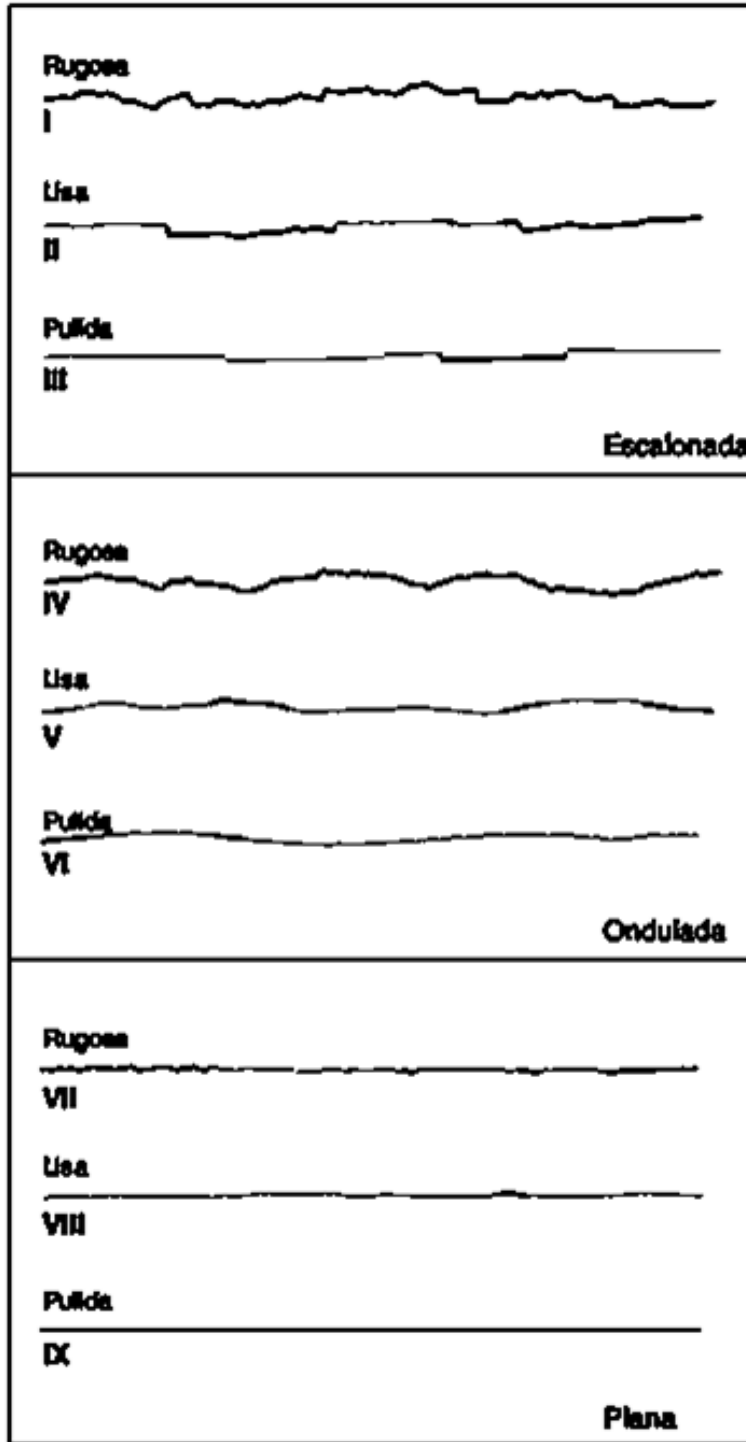
### 1.3.4. Rugosidad

En el caso de las discontinuidades, la resistencia al corte aumenta con el aumento de la rugosidad, decrece con el aumento de la abertura y, por lo general, con el espesor de relleno. La rugosidad hace referencia tanto a la ondulación como a las irregularidades o rugosidades a pequeña escala de las paredes de la discontinuidad. Para describir la rugosidad:

- **Escalas de observación**
  - Escala decimétrica y métrica para la ondulación de las superficies: superficies planas, onduladas o escalonadas.
  - Escala milimétrica y centimétrica para la rugosidad o irregularidad:
  - Superficies pulidas.
  - Superficies lisas.
  - Superficies Rugosas.
- **Métodos de medida en campo.**

- Comparación visual de la discontinuidad con perfiles estándar de rugosidad ISRM (sociedad internacional de mecánica de rocas).

*Ilustración 68: Perfiles ISRM de rugosidad estándar.*

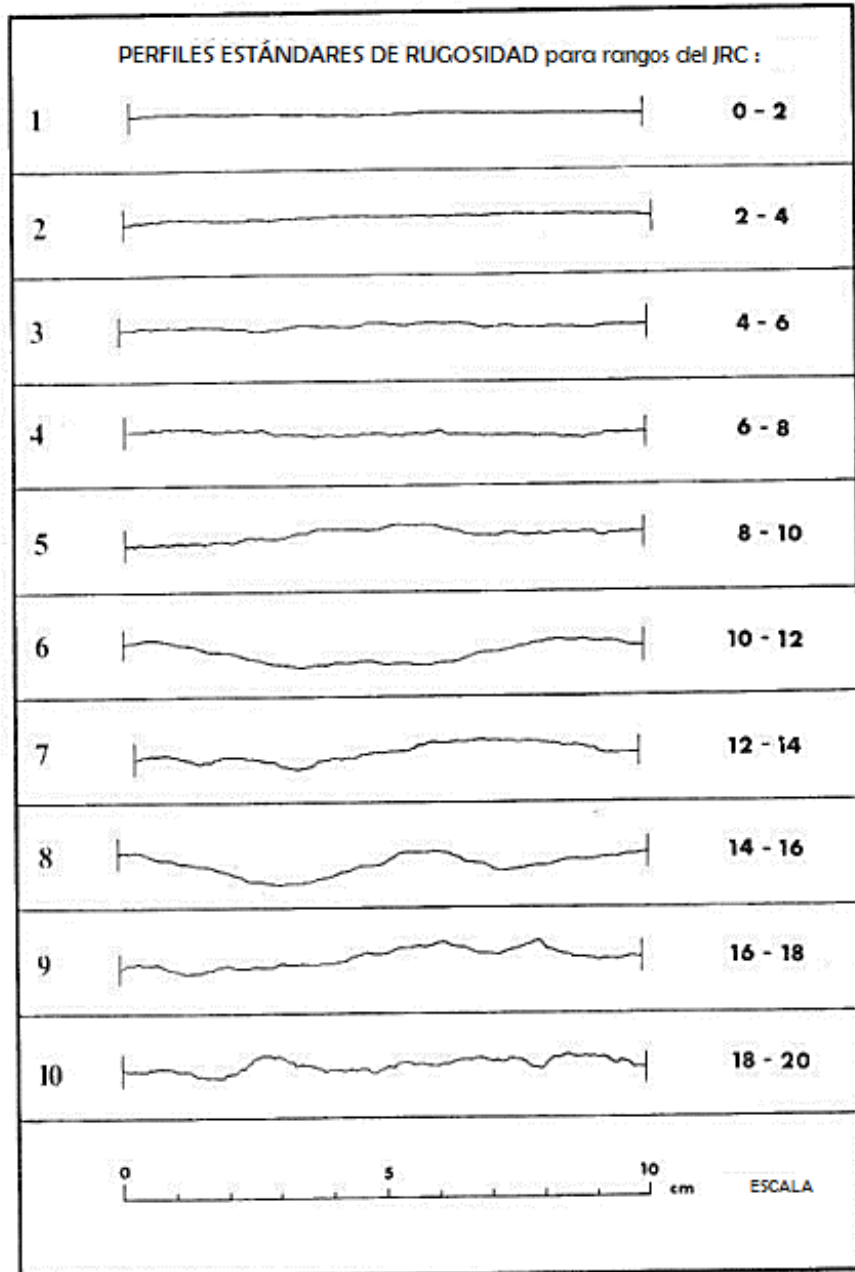


Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)



- Realización de Perfiles lineales.
  - Para la determinación del perfil de la discontinuidad puede utilizarse el peine de Barton o estimar directamente sobre las paredes de la discontinuidad.
  - El perfil obtenido se compara con los perfiles estándares de Barton.

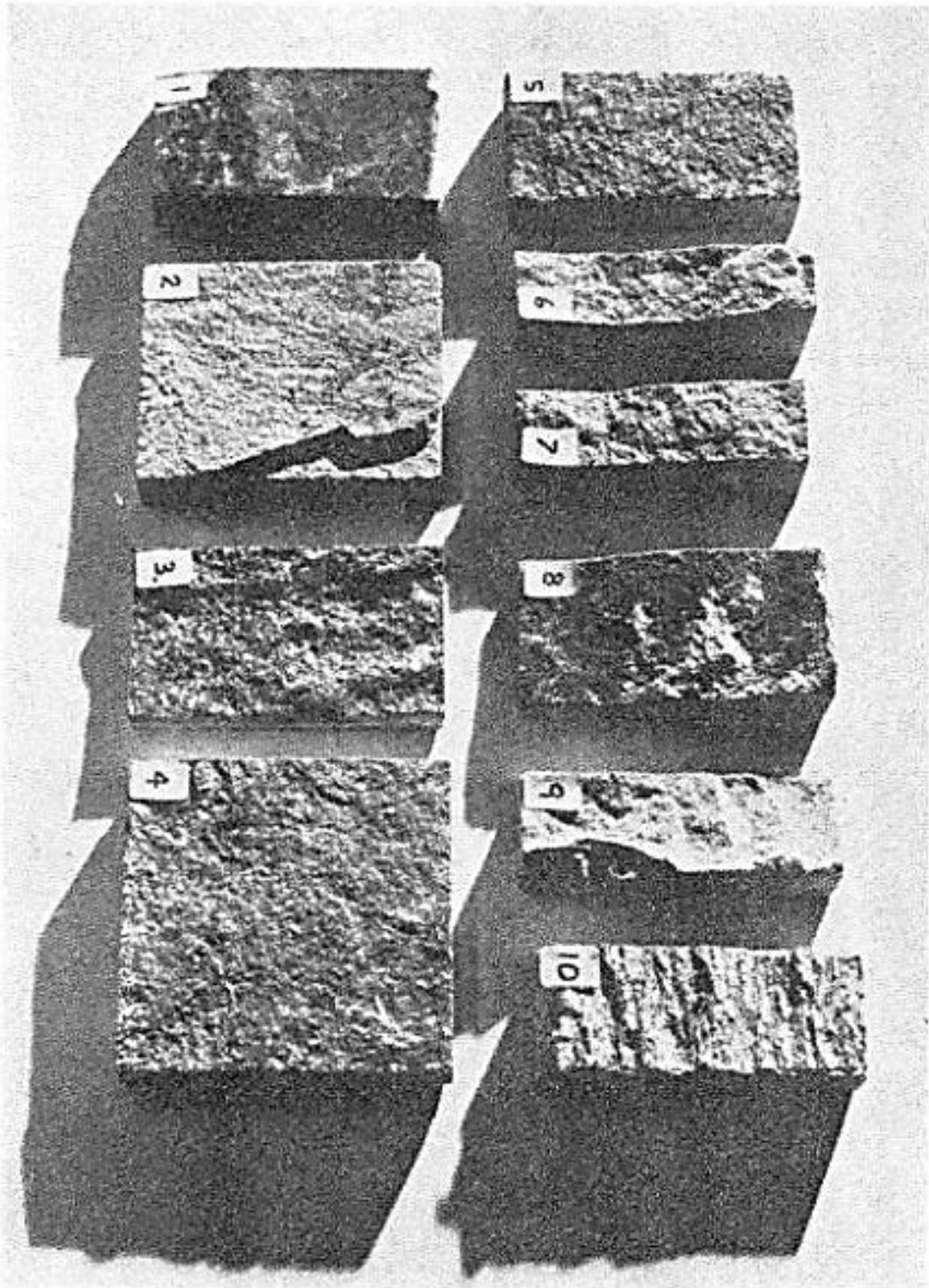
**Ilustración 69: Perfiles de discontinuidad propuestos por Barton y Choubey.**



JRC : Coeficiente de rugosidad de las discontinuidades de Barton.

**Fuente: (Barton & Choubey, 1976)**

*Ilustración 70: Ejemplos de discontinuidades clasificadas con perfiles de Barton.*



Fuente: (Barton & Choubey, 1976)

### 1.3.5. Resistencia de las paredes de la discontinuidad

La resistencia, generalmente es menor en paredes que en la matriz rocosa debido a la meteorización de las paredes. Por este motivo es necesario determinar la resistencia de las paredes de la discontinuidad. Se realiza generalmente por medio de ensayos sencillos como PLT o el martillo de Schmidt.

### 1.3.6. Abertura

La abertura es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno.

**Tabla 49: Descripción de la abertura**

<u>Abertura</u>	<u>Descripción</u>
<0.1 mm	Muy cerrada
0.1-0.25 mm	Cerrada
0.25-0.5 mm	Parcialmente abierta
0.5-2.5 mm	Abierta
2.5-10 mm	Moderadamente ancha
>10 mm	Ancha
1-10 cm	Muy ancha
10-100	Extremadamente ancha
>1m	Cavernosa

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

Las medidas han de realizarse para cada familia de discontinuidades, adoptando los valores medios más representativos de cada una de ellas.

### 1.3.7. Relleno

Cuando se encuentre presencia de relleno en la discontinuidad, este usualmente gobierna el comportamiento geomecánico de la misma. Las características a determinar:

- **Mineralogía**
  - Descripción mineralógica y tamaño de grano.
- **Meteorización**
  - Si el relleno proviene de la descomposición y alteración del material de las paredes de la discontinuidad, deberá ser evaluado su grado de meteorización, que normalmente será descompuesto o desintegrado.

- **Espesor o anchura del relleno**
- **Resistencia al corte**
- **Permeabilidad**
  - Debe indicarse el grado de humedad, y estimarse cualitativamente la permeabilidad del material de relleno.

### 1.3.8. Filtraciones

El agua en el interior de un macizo rocoso procede principalmente del flujo que circula por las discontinuidades (permeabilidad secundaria), aunque en ciertas rocas permeables las filtraciones a través de la matriz rocosa (permeabilidad primaria) pueden ser también importantes.

**Tabla 50: Descripciones de las filtraciones en discontinuidades**

Clase	Discontinuidades sin rellenos	Discontinuidades con rellenos
1	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece que circule agua	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo del agua
2	Junta seca sin evidencia de flujo de agua	Relleno húmedo, pero sin agua libre
3	Junta seca, pero con evidencia de haber circulado agua	relleno mojado con goteo ocasional
4	Junta húmeda, pero sin agua libre	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo.
5	Junta con filtraciones, ocasionalmente goteo, pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferibles (estimar caudal y presión)
6	Junta con flujo continua de agua	Relleno completamente lavado, presión de agua elevada

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002).

## 1.4. Parámetros del macizo rocoso

### 1.4.1. Número y orientación de familias de discontinuidades

El comportamiento mecánico del macizo rocoso, su modelo de deformación y sus mecanismos de rotura están condicionados por el número de familias de discontinuidades.

- **Número de familias de discontinuidades**
  - Cada una de las familias queda caracterizada por su orientación en el espacio y por las propiedades y características de los planos.

- En los reconocimientos de campo de los macizos rocosos deben ser registradas todas las familias presentes, y evaluar su grado de importancia relativa.
  - Este grado puede expresarse mediante la asignación de números correlativos para las familias de mayor a menor importancia.
  - Así, la familia principal (con mayor continuidad, menor espaciado, mayor abertura, etc.) sería la familia número uno.

**Tabla 51: Clasificación del macizo rocoso por el número de familias de discontinuidades**

<u>Tipo de macizo rocoso</u>	<u>Número de familias</u>
I	Masivo, discontinuidades ocasionales
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	Tres familias de discontinuidades más otras ocasioneses
VIII	Cuatro o más familia de discontinuidades
IX	Brechificado

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

La presencia de tres familias principales de discontinuidades ortogonales entre sí es frecuente en los macizos rocosos sedimentarios, siendo la estratificación una de las familias.

○ **Orientación de familias discontinuidades**

- La orientación media de una familia se evalúa mediante la proyección estereográfica o la construcción de diagramas de rosetas con los datos de las orientaciones medidas para cada discontinuidad. A continuación se muestra un diagrama de rosetas de ejemplo:

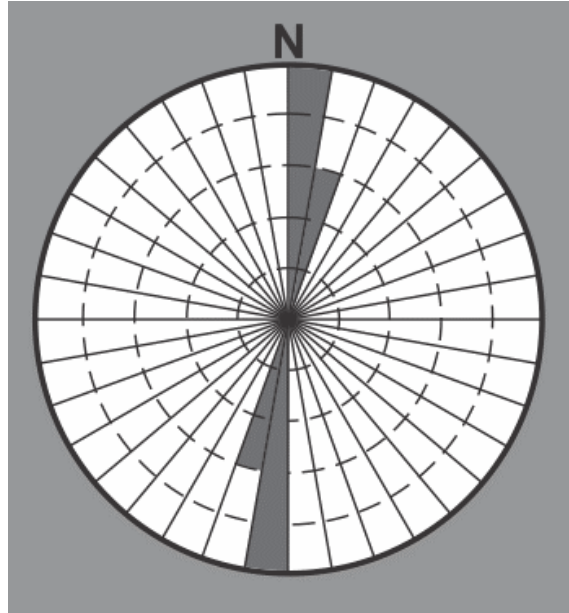


Ilustración 71: Diagrama de rosetas.

Fuente: [www.geovirtual2.cl/Geoestructural/prak03.htm](http://www.geovirtual2.cl/Geoestructural/prak03.htm)

#### 1.4.2. Descripción del tamaño de bloque

- **Mediante el índice de tamaño de bloque  $I_b$**

Representa las dimensiones medias de los bloques tipo medidos en el afloramiento

$I_b = \frac{\sum_1^n e_n}{n}$ , donde “ $e_n$ ” es el espaciamiento medio de la un familia “ $n$ ”. Por ejemplo, para un macizo rocoso con tres familias de discontinuidades va definido por:  $I_b = \frac{e_1+e_2+e_3}{3}$

- **Mediante el parámetro  $J_v$**

Representa el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen ( $1m^3$ ) del macizo rocoso.

$$J_v = \sum \frac{n^\circ \text{ de discontinuidades}}{\text{longitud de medida}}$$

Por ejemplo, para un macizo rocoso con 3 familias de discontinuidades ( $J_1, J_2, J_3$ ):

$J_v = \frac{n^\circ J_1}{L_1} + \frac{n^\circ J_2}{L_2} + \frac{n^\circ J_3}{L_3}$ . La longitud a medir dependerá del espaciado de cada familia,

variando normalmente entre 5 y 10 metros. El valor de  $J_v$ , se relaciona con el tamaño de los bloques; los valores mayores de 60 corresponden a un macizo rocoso laminado/cizallado.

**Tabla 52: Descripciones del tamaño de bloque en función del número de discontinuidades**

Descripción	J, (discontinuidades por metros cubico)
Bloques muy grandes	<1
Bloques grandes	1 – 3
Bloques de tamaño medio	3 -10
Bloques pequeños	10 – 30
Bloques muy pequeños	>30

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

### **1.4.3. Grado de Fracturación del Macizo rocoso**

Está definida por el número, espaciado y condiciones de las discontinuidades, cualquiera que sea su origen y clase. El grado de fracturación puede definirse con el índice RQD que se explica en el capítulo III de este documento.

## **1.5. Caracterización geomecánica global del macizo rocoso**

En ciertos contextos el macizo estará controlado por la resistencia de la matriz rocosa, en otros por la resistencia en las discontinuidades, y en la mayoría de casos estará controlado por las propiedades resistentes del macizo rocoso, las cuales se obtienen de considerar que las propiedades de la matriz rocosa y las discontinuidades coexisten.

A grandes rasgos, pueden caracterizarse tres tipos de macizos rocosos:

- **Macizos rocosos masivos.** Aquellos cuya resistencia estará controlada por las propiedades de las discontinuidades presentes.
- **Macizos rocosos fracturados.** Aquellos cuya resistencia estará controlada por las propiedades globales del macizo rocoso.
- **Macizos rocosos blandos** (laminados/cizallados según clasificación del índice de resistencia geológica GSI). Aquellos cuya resistencia estará controlada por las propiedades de la matriz rocosa.

## **1.6. Comportamiento Hidrogeológico**

La información geotécnica que se necesita para describir la hidrogeología de la cerrada es:

- Niveles freáticos.
- Direcciones de flujo.

- Filtraciones y surgencias.
- Zonas o elementos singulares (aquellas que puedan suponer barreras, o bien, vías preferenciales para el paso del agua).

Por lo general, el uso de mapas hidrogeológicos que se encuentren disponibles puede dar una noción del comportamiento de las aguas subterráneas. El detalle es que usualmente se encuentran a escalas pequeñas con información insuficiente o imprecisa para el propósito de diseño.

Lo que se realiza es confirmar los datos presentes en los mapas existentes, añadir información complementaria por medio de las exploraciones geológicas del sitio y determinar las cotas de la superficie freática en diferentes puntos en la cerrada. Para esto pueden instalarse piezómetros de Casagrande o de tubo abierto.

Para la instalación de dichos piezómetros, la normativa ASTM recomienda la sección *“Desarrollo e instalación de piezómetros para medición de presiones intersticiales en presas de tierra”* en la obra *Ensayos de Suelos en Campo* por P. Brown y W. Shockley (1962).



## 2. Criterios de comportamiento y clasificación geomecánica de macizos rocosos.

### 2.1. Bloque intacto o matriz rocosa.

#### 2.1.1. Clasificación a partir de resistencia compresión simple

**Tabla 53: Clasificación de macizos rocosos a partir de resistencia a la compresión uniaxial**

<u>Resistencia a la compresión simple (Mpa)</u>	<u>ISRM (1981)</u>	<u>Sociedad geológica de Londres (1970)</u>	<u>Bienlawski (1973)</u>	<u>Ejemplos</u>
< 1	Suelos			
1 – 5	Muy blanda	Blanda >1.25	Muy baja	Sal, lutitas, limolitas, margas, toba, carbon.
5 – 12.5	Blanda	Moderadamente blanda		
12.5 – 25		Moderadamente dura	Baja	Esquisto, pizarra
25 – 50	Moderadamente dura			
50 – 100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistosas, granitos
100 – 200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas metamórficas dura, caliza y dolomía
>200		Extremadamente dura		
<250				

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

#### 2.1.2. Criterios de resistencias para matriz rocosa isótropa.

##### ○ Criterio lineal de Mohr Coulomb

El criterio de Mohr Coulomb describe la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose una expresión que relaciona los esfuerzos normales y los esfuerzos tangenciales actuantes al momento de la rotura llamada envolvente de falla:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

La cohesión,  $c$ , es la fuerza de unión entre las partículas minerales que forman la roca. El ángulo de fricción interna,  $\phi$ , es el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca; para la mayoría de las rocas éste ángulo varía entre  $25^\circ$  y  $45^\circ$ . El esfuerzo normal,  $\sigma_n$ , y esfuerzo tangencial,  $\tau$ , sobre el plano crítico de rotura.

$$\theta = 45^\circ + \phi/2$$

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_3 (1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)}$$

Ángulo de plano crítico de rotura,  $\theta$ . Esfuerzos principales,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , que son esfuerzo normal y presión de confinamiento sobre la probeta en el ensayo triaxial (célula triaxial de Hoek). Si la presión de confinamiento es nulo, como en el ensayo a la compresión simple,  $\sigma_1$  se simplifica a la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

Y el criterio permite conocer el valor de la resistencia a la tracción con la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

Es importante remarcar que la aplicación de este criterio en matrices rocosas ya no es tan recomendable, pues el comportamiento de la envolvente de falla del bloque de roca intacta no es lineal. Por lo tanto, se recomienda utilizar criterios no lineales que se ajustan mejor al comportamiento real de la roca, como el criterio generalizado de Hoek y Brown para matrices rocosas, o el criterio de Mohr Coulomb modificado en 2012, que de hecho es el criterio que mejor se adapta a la matriz rocosa, pero es mucho más complejo y excede al contenido de esta guía.

Evert Hoek en el año 1998 en su publicación “Aplicabilidad de la clasificación GSI para rocas muy blandas y rocas muy meteorizadas” recomendó la aplicación del Criterio de Mohr Coulomb en macizos rocosos cuando la estructura o blocosidad del macizo se describa como Laminado/cizallado, pues dicha estructura se comporta de manera aproximada a los suelos. Esto se aborda un poco más adelante en criterios de comportamiento para macizos rocosos.

Aun así, si se decide utilizar el criterio de Mohr Coulomb en matrices rocosas, se recomienda suponer un valor de cohesión del 10% de la resistencia a la compresión simple y adoptar un ángulo de rozamiento dentro de rangos típicos, como los presentados en la tabla 36.

**Tabla 54: Valores típicos para  $c$  y  $\Phi$  para rocas sanas**

<u>Rocas</u>	<u>Cohesion en</u> <u>(kg/cm<sup>2</sup>)</u>	<u>Angulo de fricción</u> <u>básico (grado)</u>
Andesita	280	45
Arenisca	80 – 350	30 – 50
Basalto	200 – 600	48 – 55
Caliza	50 – 400	35 – 50
Caliza margosa	10 - 60	30
Cuarcita	250 – 700	40- 55
Diabasa	900- 1.200	40 – 50
Diorita	150	50 – 55
Dolomía	220 - 600	35 – 35
Esquisto	250	25 – 30
	20 – 150	20 – 30
Grabo	300	35
Gneiss	150 – 400	30 – 40
Granito	150 – 500	45 – 58
Grauvaca	60 – 100	45 – 50
Mármol	150 – 350	35 – 45
Lutita	30 – 350	40 – 60
		15 – 25
Pizarra	100 – 500	40 – 55
	< 100	15 – 30
Toba	7	--

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

○ **Criterio no lineal de Hoek y Brown.**

A partir de los resultados del ensayo triaxial a diferentes presiones de confinamiento se ha de estimar la envolvente de falla descrita por la expresión siguiente donde el esfuerzo cortante está en función del esfuerzo normal al plano crítico de rotura:

$$\tau = A\sigma_{ci} \left( \frac{\sigma_n - \sigma_t}{\sigma_{ci}} \right)^B$$

$\sigma_{ci}$  es la resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa intacta y  $m_i$ , que se describe más adelante, es la constante de Hoek y Brown de la matriz rocosa.  $A$  y  $B$  son constantes que dependen de  $m_i$  que pueden calcularse con una regresión lineal a partir de los resultados del ensayo triaxial. Hoek y Brown propusieron el siguiente procedimiento, válido para cuando se tiene como mínimo cinco valores de  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  resultado de pruebas triaxiales a diferentes presiones de confinamiento:

○ **Definir los valores de  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$ ,  $s$  y  $\sigma_t$ .**

El factor  $s$  caracteriza la blocosidad del macizo rocoso en estudio, y como evaluamos la matriz rocosa,  $s = 1$ . La constante  $m_i$  puede ser obtenida por regresión lineal. Primeramente se calcula cada valor de  $x_i$  y  $y_i$  que son los pares de resultados sucesivos  $(\sigma_1, \sigma_3)$  del ensayo triaxial, siendo  $n$  el total de dichos pares:

$$x_i = \sigma_3 \quad y_i = (\sigma_1 - \sigma_3)^2$$

Posteriormente se calculan los acumulados  $\sum x_i$ ,  $\sum x_i^2$ ,  $\sum y_i$ ,  $\sum y_i^2$  y  $\sum x_i y_i$ , y se determina  $\sigma_{ci}$  y  $m_i$  a partir de las siguientes expresiones:

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{\sum y_i}{n} - \frac{\left[ \sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n} \right] \sum x_i}{\left[ \sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n} \right] n}$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{ci}} \left[ \frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}} \right]$$

Para comprobar que la ecuación empírica se ajusta a los datos, se encuentra el coeficiente de determinación  $r^2$ .

$$r^2 = \frac{\left[ \sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n} \right]^2}{\left[ \sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n} \right] \left[ \sum y_i^2 - \frac{(\sum y_i)^2}{n} \right]}$$

Entre más se acerque este valor a 1.00, mejor se ajusta la regresión a los datos del ensayo triaxial. Por último se calcula  $\sigma_t$ :

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left( m_i - \sqrt{m_i^2 + 4s} \right)$$

La constante  $m_i$  también puede obtenerse por índices de tabla basados en la litología de las rocas, aunque es menos preciso, pero puede servir para contrastar resultados. Existen tablas de valores de  $m_i$  propuestos por Hoek y Brown en 1980. También  $\sigma_{ci}$  puede tomarse como el valor medio de los resultados obtenidos del ensayo de compresión simple, y  $\sigma_t$  en su defecto, de los ensayos de tracción directa o indirecta.

- **Calcular valores de control sobre el plano crítico de rotura para generar la envolvente de falla.**

Primero, calcular esfuerzos principales  $\sigma_1$  para cada presión de confinamiento  $\sigma_3$  igual a los siguientes valores de control:  $(\sigma_3 m_i)$ ,  $(\sigma_3 m_i/2)$ ,  $(\sigma_3 m_i/4)$ ,  $(\sigma_3 m_i/8)$ ,  $(\sigma_3 m_i/16)$ ,  $(\sigma_3 m_i/32)$ ,  $(\sigma_3 m_i/64)$ ,  $(\sigma_3 m_i/128)$ ,  $(\sigma_3 m_i/256)$ ,  $(\sigma_t/4)$ ,  $(\sigma_t/2)$ ,  $(3\sigma_t/4)$  y  $\sigma_t$ .

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + s \sigma_{ci}^2}$$

Se obtiene el valor de cortante máximo en el círculo de Mohr para cada par de esfuerzos previamente calculados.

$$\tau_m = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

Con estos valores se procede a obtener los esfuerzos normales y cortantes sobre el plano crítico de rotura.

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\tau_m^2}{\tau_m + \frac{m_i \sigma_{ci}}{8}}$$

$$\tau = (\sigma - \sigma_3) \sqrt{1 + \frac{m_i \sigma_{ci}}{4\tau_m}}$$

- **Estimar las constantes A y B**

Ingresar cada par  $(\sigma, \tau)$  calculado anteriormente en las siguientes expresiones y calcular los acumulados  $\sum x_i$ ,  $\sum x_i^2$ ,  $\sum y_i$ ,  $\sum y_i^2$  y  $\sum x_i y_i$ .

$$x_i = \log\left(\frac{\sigma}{\sigma_{ci}} - \frac{\sigma_t}{\sigma_{ci}}\right)$$

$$y_i = \log\left(\frac{\tau}{\sigma_{ci}}\right)$$

Obtener constantes  $A$  y  $B$ :

$$B = \frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}}$$

$$\log A = \frac{\sum y_i}{n} - B \frac{\sum x_i}{n}$$

Al obtener estos valores, es posible construir ecuación de envolvente de falla y así derivarla para determinar el ángulo de fricción instantáneo  $\phi_i$  y la cohesión instantánea  $c_i$  de la matriz rocosa dado cualquier valor de esfuerzo normal  $\sigma_n$  sobre el plano crítico de rotura.

$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n - \sigma_t}{\sigma_{ci}}\right)^B$$

$$\tan \phi_i = AB \left(\frac{\sigma_n - \sigma_t}{\sigma_{ci}}\right)^{B-1}$$

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan \phi_i$$

## 2.2. Discontinuidades

### 2.2.1. Criterios de resistencia

El estudio del comportamiento mecánico de las discontinuidades se basa en las relaciones entre los esfuerzos de corte aplicados y los desplazamientos tangenciales producidos sobre el plano de falla. La resistencia al corte está en función de la fricción que hay entre los planos en contacto y de la cohesión, si es que existe cementación alguna en la discontinuidad (relleno).

#### ○ Criterio no lineal de Barton y Choubey para discontinuidades sin relleno

La envolvente de falla está definida en la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma_n \tan\left[JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right]$$

Donde  $\tau$  y  $\sigma_n$  son los esfuerzos de tangenciales y normales efectivos sobre los planos de discontinuidad.  $JRC$  es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad,

$JCS$ , la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad, y  $\phi_r$ , el ángulo de rozamiento residual en la discontinuidad que puede obtenerse de los ensayos de corte en discontinuidades o estimarse de la siguiente expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R}$$

$\phi_b$  es el ángulo de rozamiento básico de la matriz rocosa,  $r$ , el índice de rebote del esclerómetro (martillo de Schmidt) sobre la pared de la discontinuidad en estado natural, y  $R$ , el índice de rebote del esclerómetro sobre una superficie de material sano. Puede determinarse la resistencia de las paredes,  $JCS$ , a partir de correlaciones empíricas del índice esclerométrico  $r$ , o utilizando índices de campo.

$JRC$  se determinará a partir de los perfiles de discontinuidad propuestos por Barton y Choubey en 1977 en su publicación “*La resistencia al corte de las diaclasas de roca*”, o por medio del ensayo Tilt Test. Los perfiles de Barton y Choubey se encuentran en el anexo I de este documento.

Es necesario tomar consideraciones al momento de aplicar este criterio. Primero, cuando los planos de la discontinuidad no están alterados o meteorizados, puede tomarse  $JCS = \sigma_{ci}$ . Segundo, para esfuerzos normales en la discontinuidad demasiado altos, tal que  $JCS/\sigma_n \approx 1.0$ , la envolvente quedará como  $\tau = \sigma_n \tan \phi_r$ , lo cual es la segunda recta del criterio bilineal de Patton e indica que no habrá dilatación alguna en la junta al momento del desplazamiento tangencial. Tercero, para esfuerzos normales demasiado bajos, tal que  $JCS/\sigma_n > 50$ , la envolvente quedará como  $\tau = \sigma_n \tan \phi_p$ , siendo esta la primera recta del criterio bilineal de Patton calculado con  $\phi_p = \phi_r + 1.7JRC$ .

- **Criterio no lineal de Ladanyi y Archambault para discontinuidades con relleno**

Este criterio fue propuesto en 1977 en la publicación “*Resistencia al corte y deformabilidad de diaclasas rellenas de suelo*” por los autores B. Ladanyi y G. Archambault, donde permite evaluar la resistencia al corte de las discontinuidades cuando estas presentan relleno, siendo  $\phi_u$  es el ángulo de rozamiento interno del relleno, y  $c_u$  es la cohesión del relleno, si es que este es arcilloso.

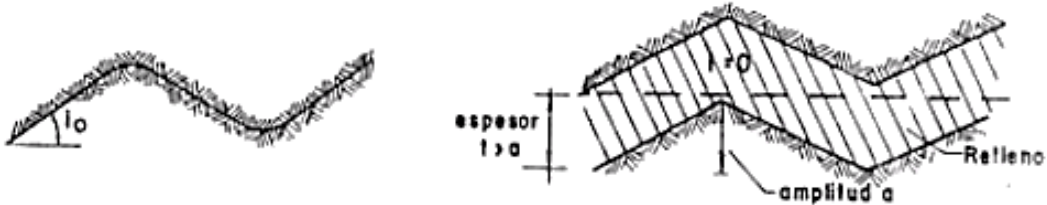
$$\tau = \sigma \tan(\phi_u + i) + \frac{c_u}{(1 - \tan i \tan \phi_u)}$$

$i$  es el ángulo de rugosidad de la discontinuidad con relleno que depende de los factores;  $m$ , factor de reducción que depende de  $a$  la amplitud de ondulaciones en la discontinuidad y  $t$  el espesor de relleno;  $i_0$  que es el ángulo de la rugosidad sin relleno.

$$\tan i = m \tan i_0 \quad m = \left(1 - \frac{2}{3} t/a\right)^2$$

$i_0$  se estimaba en mediciones de campo asumiendo que las asperezas eran constantes, como los dientes de una sierra, pero dicho acercamiento no es muy realista en la práctica.

**Ilustración 72: Diagrama de los tipos de discontinuidades.**



**(a) Inclinación  $i_0$  en discontinuidades cerradas; (b) Inclinación  $i_0$  en discontinuidades abiertas y con relleno.**

**Fuente: (Ladanyi & Archambault, 1977)**

Para ello el criterio de Barton y Choubey presentó una manera en la que puede estimarse  $i_0$ :

$$i_0 = JRC \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right)$$

El criterio considera que cuando  $t \geq 1.5a$ , la rugosidad de la discontinuidad no tiene efecto alguno sobre la resistencia,  $i = 0$ , entonces la resistencia al corte estará regida por la resistencia del relleno, definida por el criterio de Mohr Coulomb.

$$\tau = \sigma \tan(\phi_u) + c_u$$

Cuando se presenten presiones normales demasiado altas en la discontinuidad, la envolvente se ve definida así:

$$\tau = m(\tau_e - \tau_r) + \tau_r$$

Donde  $\tau_e$  es la resistencia de la discontinuidad vacía, que se puede calcular con el criterio de Barton y Choubey, y  $\tau_r$  la resistencia del relleno definida anteriormente por el criterio de Mohr Coulomb.



## 2.2.2. Permeabilidad en discontinuidades

Las discontinuidades son caminos preferenciales para el agua a través del macizo rocoso, por ello es muy importante estimar la permeabilidad de las mismas. Para las discontinuidades, el coeficiente de permeabilidad dependerá las características de los planos de la discontinuidad y el relleno que tengan.

Si se encuentra relleno arcilloso cubriendo toda una discontinuidad, será la permeabilidad de este la que gobierne. En el caso de que esté limpia, la permeabilidad dependerá de la abertura y su rugosidad.

Si la discontinuidad es plana, como en el perfil 1 del JRC, el coeficiente de permeabilidad está dado por:

$$k = \frac{a^2 \gamma_w}{12\mu}$$

Donde  $\gamma_w$  es el peso específico del agua;  $a$ , la abertura mecánica de la discontinuidad;  $\mu$ , el coeficiente de viscosidad dinámica del agua ( $0.01005 \frac{g}{cm \cdot s}$ ). Si la discontinuidad es rugosa, el coeficiente de permeabilidad está dado por:

$$k = \frac{a_h^2 \gamma_w}{12\mu}$$

Donde  $a_h$  es la abertura hidráulica:  $a_h = a^2 / JRC^{2.5}$

Si en vez de una sola discontinuidad se considera una familia de discontinuidades, la permeabilidad dependerá también de  $b$ , el espaciado entre los planos paralelos:

$$k = \frac{a^3 \gamma_w}{12\mu b}$$

## 2.3. Macizo rocoso

### 2.3.1. Clasificación de la calidad del macizo rocoso.

- **Calidad del macizo rocoso según índice de calidad de velocidad relativa.**

**Tabla 55: Índice de velocidad relativa y calidad del macizo rocoso**

<u>Índice de velocidad</u>	<u>Calidad del macizo</u>
<u>Relativa <math>(V_{situ}/V_{laboratorio})^2</math></u>	<u>Rocoso</u>
<0.2	Muy mala
0.2 – 0.4	Mala
0.4 – 0.6	Media

0.4 – 0.8

Buena

>0.8

Muy buena

---

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

○ **Índice RQD (designación de la calidad de la roca).**

El *RQD* es la designación de la calidad de la roca, y es determinado en la testificación geotécnica como el porcentaje de longitud de recuperación de piezas intactas (longitudes de recuperación mayores a 100 mm) del total de la longitud de un núcleo de perforación (diámetro mínimo 54.7 mm).

En afloramientos rocosos, donde se pueda estimar el espaciado de las familias de discontinuidades, el *RQD* se puede estimar de forma orientativa con la siguiente correlación empírica:

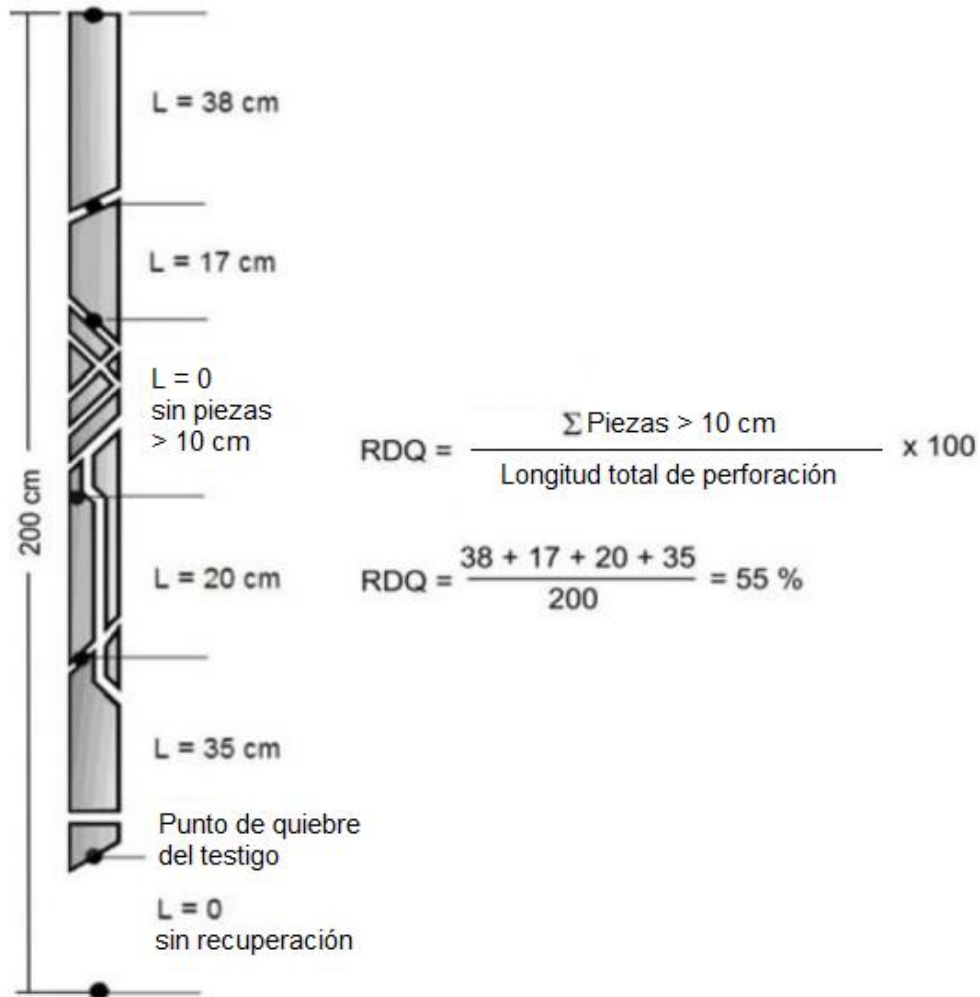
$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1)$$

$$\lambda = \frac{1}{\text{espaciado medio de las discontinuidades (m)}}$$

El *RQD* también puede estimarse con la correlación de Palmstrom:

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

**Ilustración 73: Definición del RQD a partir de registros de sondeos**



**Fuente: (Hoek, Carter, & Diederichs, Cuantificación de la tabla del índice de resistencia geológica, 2013)**

**Tabla 56: Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD**

<u>RQD %</u>	<u>CALIDAD</u>
< 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Media
75 – 90	Buena
90 – 100	Muy buena

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

○ **Índice Geológico de Resistencia, GSI.**

El índice geológico de resistencia es un parámetro propuesto por Evert Hoek para representar el grado de libertad de un macizo rocoso. Este valor varía del 0 al 100,

donde  $GSI = 100$  cuando los bloques de roca intacta no pueden desplazarse en ninguna dirección, como los macizos rocosos masivos, y  $GSI = 0$  cuando los bloques de roca intacta pueden desplazarse libremente en cualquier dirección, como los suelos.

Para estimar un aproximado del valor del GSI es necesario cualificar la blocosidad del macizo y las condiciones de discontinuidad.

**Tabla 57: Descripción de blocosidad del macizo rocoso para propósitos del GSI**

<u>Estructura (blocosidad del macizo rocoso)</u>	<u>Descripción</u>
<b>Intacta o masiva (macizos rocosos masivos)</b>	Macizos masivos con bloque intactos de gran tamaño con pocas discontinuidades y muy separadas entre sí.
<b>Fracturada (macizos rocosos fracturados)</b>	Macizo rocoso inalterado bien trabajado, definido por bloques cúbicos formados por 3 familias de discontinuidades.
<b>Muy Fracturada (macizos rocosos muy fracturados)</b>	Macizo rocoso trabajado, parcialmente perturbado, definido por bloques angulares de varias caras formados por 4 o más familias de discontinuidades.
<b>Fracturada/Perturbada/Deformada (macizos rocosos perturbados)</b>	Estructura plegada, bloques angulares con muchas familias de discontinuidades. Persistencia de los planos de estratificación o esquistosidad.
<b>Desintegrada (macizos rocosos desintegrados)</b>	Pobremente trabajado, macizo rocoso muy fracturado con mezcla de fragmentos de roca angulares y redondeados.
<b>Cizallada / laminada (macizos rocosos blandos)</b>	Falta de blocosidad debido al escaso espaciamiento entre las diaclasas, los planos de estratificación o esquistosidades.

Fuente: (Hoek, Marinos, & Marinos, The geological strength index: applications and limitations, 2005).




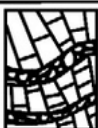


**Tabla 58: Descripción de las discontinuidades del macizo rocoso para propósitos del GSI**

<u>Condiciones de las discontinuidades</u>	<u>Descripción</u>
<b>Muy buenas</b>	Muy rugosas, frescas, sin meteorización.

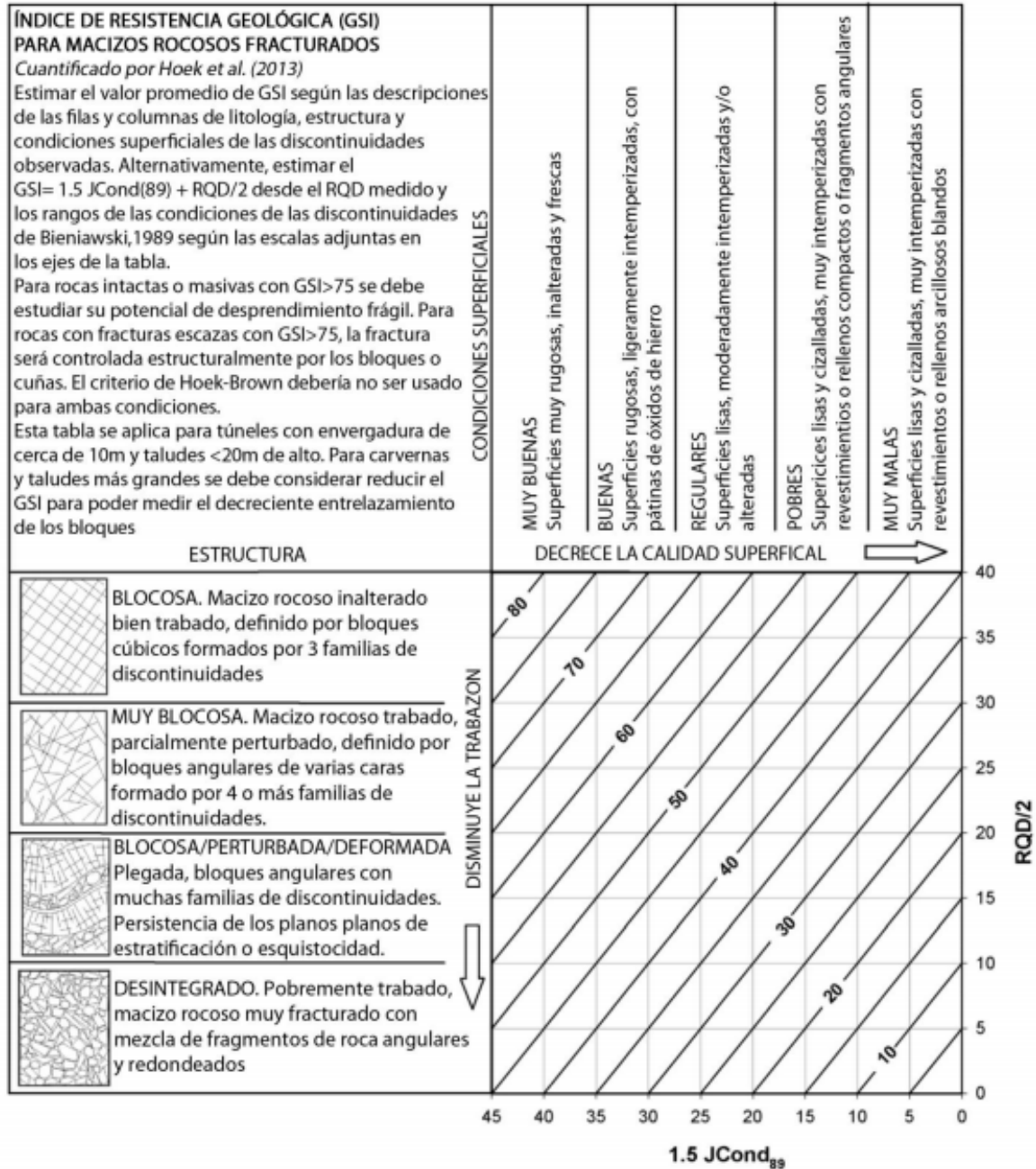
<b>Buenas</b>	Rugosas, ligeramente meteorizadas, superficies que presentan oxidación.
<b>Pobres</b>	Presencia de superficies cizalladas (espejos de falla), altamente meteorizada con recubrimiento mineral compacto o rellenos de material con fragmentos angulares.
<b>Muy pobres</b>	Presencia de superficies cizalladas (espejos de falla), altamente meteorizada con relleno arcilloso.
Fuente: (Hoek, Marinos, & Marinos, The geological strength index: applications and limitations, 2005).	

Definiendo dichas características de forma cualitativa se puede estimar el GSI a partir del gráfico de ábacos de Hoek (ilustración 44). Esta es la clasificación original, pero fue desfasada por su autor en 2013 debido al uso indiscriminado del GSI como método de clasificación geomecánica, lo cual no es su propósito.

El nuevo gráfico quedó limitado a su aplicación en macizos fracturados, fuertemente fracturados, fracturados/perturbados/deformados, y desintegrados. A demás, este nuevo gráfico permite la cuantificación del valor del GSI (ilustración 45).

<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis</p> <p><b>STRUCTURE</b></p>		<p><b>SURFACE CONDITIONS</b></p> <p><b>VERY GOOD</b> Very rough, fresh, unweathered surfaces</p> <p><b>GOOD</b> Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p><b>FAIR</b> Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p><b>POOR</b> Slickensided, highly weathered surfaces with compact coating or fillings of angular fragments</p> <p><b>VERY POOR</b> Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p> <p>DECREASING SURFACE QUALITY →</p>				
 <p>INTACT OR MASSIVE- Intact rock specimens or massive in-situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90	80	70	60	N/A	
 <p>BLOCKY - Well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70	60	50	40	
 <p>VERY BLOCKY - Interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>	70	60	50	40	30	
 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - Folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>	60	50	40	30	20	
 <p>DISINTEGRATED - Poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>	50	40	30	20	10	
 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of the weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A	30	20	10	

**Ilustración 74: Gráfico original de Hoek para determinar el GSI.**  
**Fuente: (Hoek, Marinos, & Marinos, The geological strength index: applications and limitations, 2005)**



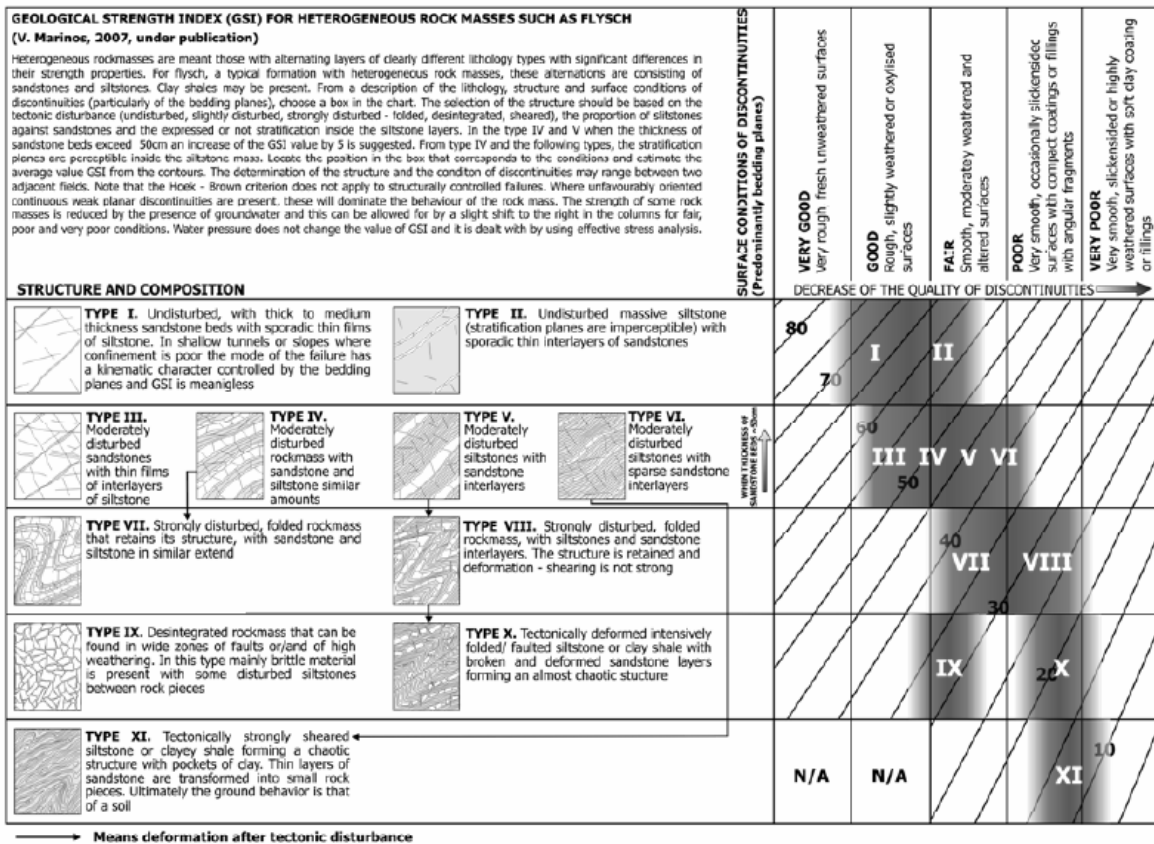
**Ilustración 75: Gráfico corregido de Hoek para determinar el GSI.**

**Fuente:** (Hoek, Carter, & Diederichs, Cuantificación de la tabla del índice de resistencia geológica, 2013)

$$GSI = 1.5J_{Cond_{89}} + RQD/2$$

El RQD es la designación de calidad de la roca, abordado previamente. El  $J_{Cond_{89}}$  se estima a partir de las condiciones de la discontinuidad, es el cuarto parámetro de la clasificación RMR que se aborda posteriormente.

Para macizos rocosos muy heterogéneos como los macizos los flysch, el GSI puede determinar con la ilustración 46.



**Ilustración 76: Gráfica de E. Hoek y P. Marinos para obtener GSI para macizos en Flysch.**  
Fuente: (Marinos & Hoek, 2001).

### 2.3.2. Criterios de resistencia.

- **Criterio de Hoek y Brown** (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, Paper: Hoek-Brown failure criterion, 2002).

El criterio de Hoek y Brown permite entender la resistencia del macizo rocoso a partir de sus características clave, como lo son: la estructura del macizo, las condiciones de discontinuidades, disturbación y características geomecánicas de la matriz rocosa. El trazado de los círculos de esfuerzo puede hacerse con la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$



Donde  $\sigma_{ci}$  es la resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa, y  $m_b$ , la constante de Hoek – Brown del macizo rocoso:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}$$

$m_i$  es la constante de Hoek y Brown de la matriz rocosa abordado anteriormente.  $s$  y  $a$  son constantes que dependen de las características del macizo rocoso.

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

$D$  es el factor de disturbación que varía desde 0 a 1, donde  $D = 0$  es la disturbación para un macizo fracturado en muy mal estado, y  $D = 1.0$  para un macizo en muy buen estado. En la práctica, al momento de analizar taludes de roca, no se aplica para el macizo rocoso entero, más bien se zonifica y se considera variable con la profundidad;  $D = 0$  en la superficie donde está más meteorizado, aumentando así gradualmente hasta la profundidad donde se encuentre en estado sano.

A partir de los círculos de esfuerzos puede trazarse la envolvente de falla con regresión lineal como se hizo en el criterio de Hoek y Brown para matriz rocosa, o utilizar otros métodos como el Simplex o el algoritmo de Levenberg-Marquadt, los cuales exceden al contenido de este documento.

Se entiende que este es un criterio no lineal donde la cohesión y el ángulo de fricción son variables en la envolvente, pero para obtener cierta información geomecánica relevante en la evaluación del macizo, puede que se necesite obtener valores representativos de  $c'$  y  $\phi'$ . Para ello se elabora una recta ajustada de Mohr Coulomb. Lo primero es determinar los esfuerzos máximos que puede resistir el macizo:

- Máximo esfuerzo confinante para usos generales:  $\sigma_{3max} = \frac{\sigma_{ci}}{4}$
- Máximo esfuerzo confinante para estabilidad de taludes:  $\sigma_{3max}/\sigma_{cm} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H}\right)^{0.91}$

Donde  $\gamma$  es el peso específico de la muestra, H es la altura del talud. Posteriormente calculamos  $c'$  y  $\phi'$  de las siguientes expresiones:

$$c' = \text{sen}^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$\phi' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \frac{[6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}]}{(1+a)(2+a)}}}$$

Finalmente, se puede obtener parámetros geomecánicos para evaluación:

- Resistencia global del macizo rocoso:  $\sigma_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \text{sen} \phi'}$
- Resistencia de inicio de fracturas del macizo rocoso:  $\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$
- Resistencia a la tensión del macizo:  $\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b}$

Para evaluar la deformabilidad del macizo es necesario obtener un valor representativo del módulo de deformación,  $E$ , del macizo rocoso. El módulo de deformación del macizo se puede estimar con la ecuación de (Hoek, Carter, & Diederichs, Cuantificación de la tabla del índice de resistencia geológica, 2013):

$$E_{rm} = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left[ \frac{60+15D-GSI}{11} \right]}} \right)$$

Donde  $E_i$  es el módulo de deformación de la matriz rocosa obtenido en laboratorio, o puede ser estimado con el factor  $MR$  (módulo de relación), para el cual existen tabulaciones empíricas.

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

Es importante explicar que el criterio de Hoek y Brown no es aplicable para los macizos rocosos intactos/masivos ni para los macizos Laminados/cizallados. Para tales se recomienda utilizar otros criterios.

#### ○ **Criterio de Mohr Coulomb**

El criterio de Mohr Coulomb se ha de aplicar cuando el macizo se cualifique como Laminado / Cizallado en sus condiciones de blocosidad, es decir, valores de GSI muy bajos. En estos casos, el macizo sufre de tantas discontinuidades y alteraciones que ya se comporta homogéneamente, como en suelos. El método que

se utiliza es el mismo que se abordó anteriormente en criterios de comportamiento de la matriz rocosa.

- **Criterio de Barton Bandis**

El criterio de Barton Bandis ha de aplicarse cuando el macizo se cualifique como Intacto / Masivo, o el GSI sobrepase aproximadamente 65 – 70, pues su grado de blocosidad es tan alto que el comportamiento del macizo rocoso será controlado por las discontinuidades más que por el grado de libertad que tenga la matriz rocosa.

En este método se utilizan las ecuaciones del criterio de Barton y Choubey (o bien, del criterio de Ladanyi y Archambault si presenta relleno) para determinar el comportamiento de las discontinuidades, pero implica ajustar los resultados para poder considerarlos válidos en un macizo rocoso.

Puesto así, se comprende que lo que ha de ajustarse es la escala, pues los perfiles de rugosidad  $JRC_o$  y resistencia de la matriz rocosa  $JCS_o$  obtenidos en el criterio se toman para una distancia  $L_o$  de 10 cm. Para ello se presentan las siguientes ecuaciones propuestas por Barton y Bandis que permiten obtener los valores  $JRC_n$  y  $JCS_n$  a utilizar en la escala real de trabajo:

$$JRC_n = JRC_o \left( \frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02JRC_o} \quad JCS_n = JCS_o \left( \frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03JRC_o}$$

$L_n$  es la longitud total de la discontinuidad intacta que se describe.

### **2.3.3. Clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos.**

Existen muchas clasificaciones geomecánicas para macizos rocosos, pero para su aplicación en cimentaciones de presas y estabilidad de taludes de roca, es suficiente con la clasificación RMR de Bieniawski.

- **Clasificación RMR**

La clasificación RMR (Rock Mass Rating) es una clasificación geomecánica que permite relacionar índices de calidad con los parámetros geotécnicos del macizo rocoso. También permite estimar parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.

- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación/talud.

Cada parámetro es evaluado con la clasificación de Bieniawski para obtener una puntuación. Al final se suman todas las puntuaciones y se obtiene el valor del RMR. El índice tiene valores que varían desde 0 a 100; 0 la peor calidad, 100 la mejor.

Procedimiento (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002):

- Para aplicar la clasificación RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en las que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades.
- Para calcular el índice RMR correspondiente a cada una de las zonas se sigue el procedimiento señalado en la tabla de clasificación Bieniawski.

**Tabla 59: Clasificación RMR de Bieniawski**

N°	Condición		Descripción						
	1	Resistencia De la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10 – 4	4 – 2	2 – 1	Compresión simple (MPa)	
Compresión simple			>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		100%-90%	90%-75%	75%-50%	50%-25%	< 25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		>20 m	0.6- 2 m	0.2-0.6 m	0.06- 0.2 m	< 0.06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
		Longitud de las discontinuidades	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m		

4	Estado De Las Discontinuidades	Puntuación	6	4	2	1	0
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.01 – 1.0 mm	1-5 mm	> 5mm
		Puntuación	6	5	3	1	0
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave
		Puntuación	6	4	3	1	0
		Relleno	ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro > 5mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando > 5mm
		Puntuación	6	4	2	2	0
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
		Puntuación	6	5	3	1	0
5	Agua friática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 litros/minutos	10 -25 litros/ minutos	25-125 litros/minutos	>125litros/minutos
		Relación: presión de agua /tensión principal mayor	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	>0.5
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	goteando	Agua fluyendo
Puntuación		15	10	7	4	0	
Corrección por la orientación de las discontinuidades							
Dirección y buzamiento		Muy favorable	Favorable	Medias	desfavorable	Muy desfavorable	
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12	
	Cimentación	0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60	
Clasificación							
Clase		1	2	3	4	5	
Calidad		Muy buena	Buena	media	mala	Muy mala	
Puntuación		100-81	80-61	60-41	40-21	<20	

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002).

- Una vez obtenidas las puntuaciones que resultan de aplicar los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. Esta clasificación distingue cinco clases, cuyo significado geotécnico se expresa en la tabla 44; a cada clase de macizo se le asigna una calidad y unas características geotécnicas.

Así, un macizo rocoso clasificado como Muy Bueno (Clase I), será un macizo rocoso duro, poco fracturado, sin filtraciones importantes y poco meteorizado, presentando muy pocos problemas frente a su estabilidad y resistencia. Se puede deducir que tendrá una capacidad portante alta, permitirá la excavación de taludes con altas pendientes y no precisará medidas de estabilización y refuerzo.

**Tabla 60: Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR**

<u>clase</u>	<u>calidad</u>	<u>Valoración RMR</u>	<u>Cohesión</u>	<u>Angulo de rozamiento</u>
1	Muy buena	100-81	>4 kg/cm <sup>3</sup>	>45°
2	Buena	80-61	3-4 kg/cm <sup>3</sup>	35°-45°
3	Media	60-41	2-3 kg/cm <sup>3</sup>	25°-35°
4	Mala	40-21	1-2 kg/cm <sup>3</sup>	15°-25°
5	Muy mala	<20	<1 kg/cm <sup>3</sup>	<15°

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002).

Obteniendo el valor de RMR para un macizo rocoso es posible estimar el Módulo de Deformación del Macizo Rcoso utilizando correlaciones empíricas.

**Tabla 61: Correlaciones empíricas para estimar el Módulo de Deformación del macizo rocoso a partir del índice RMR**

<u>Autor</u>	<u>Expresión</u>
Bienawski (1978)	$E_c = 2 \cdot RMR - 100$
Nicholson y Bienawski (1990):	$E_c = \frac{E_i}{100} \cdot (0.0028 \cdot RMR^2 + 0.9 \cdot e^{RMR/22.82})$ $E_i$ : Módulo de deformación de la matriz rocosa.
Serafim y Pereira (Corrección de Mehrota, 1992)	$E_c = 10^{\frac{RMR-20}{38}}$

Fuente: Elaboración propia.

**ANEXO II:**  
**ESPECIFICACIONES Y TIPOS DE ENSAYOS.**

Los ensayos de laboratorio son procedimientos estandarizados que se realizan con el propósito de determinar ya sea; propiedades geotécnicas, mecánicas, químicas y/o hidráulicas de los suelos o rocas. En el diseño geotécnico de las presas de tierra, los ensayos permiten evaluar el comportamiento del material del sitio bajo condiciones específicas. Los estados en los que se pueden llevar a cabo los ensayos son: en campo (in situ) y en laboratorio.

## **1. Ensayos de la matriz rocosa**

### **1.1. Propiedades geotécnicas**

#### **1.1.1. Humedad**

- ASTM C 566 | Determinación del contenido de humedad de los agregados.
- ASTM D 2216 | Determinación del contenido de humedad de suelos y rocas.

#### **1.1.2. Densidad, peso específico y relaciones generales.**

- ASTM C 127 | Gravedad específica y absorción del agregado grueso.
- ASTM C 128 | Gravedad específica y absorción del agregado fino.
- ASTM C 29 | Pesos volumétricos y vacíos en los agregados.

### **1.2. Durabilidad**

#### **1.2.1. Alterabilidad Física**

- ASTM C 535 – ASTM C131 | Resistencia al desgaste de los áridos por medio de la máquina de los ángeles.

#### **1.2.2. Erosión y desmoronamiento**

- ASTM D 4644 | Determinación de la durabilidad al desmoronamiento de rocas blandas.
- ASTM D5313 | Durabilidad de los áridos y fragmentos de roca frente a la erosión provocada por ciclos de humedad-sequedad.
- ASTM 4992 | Evaluación de los áridos y fragmentos de rocas propuestos para el control de erosión física.
- ASTM 5121 | Preparación de muestras de rocas (planchetas) para ensayos de durabilidad.



### 1.2.3. Ataques a los sulfatos

- ASTM C 88 | Ensayo de resistencia de los agregados a los sulfatos (sulfato de sodio o sulfato de magnesio).
- ASTM D 5240 | Ensayo de resistencia a los sulfatos para roca propuesta para los paramentos de escollera (paramentos de protección / Rip Rap).

## 1.3. Resistencia

### 1.3.1. Índices de Campo basados en la experiencia (clasificación por dureza ISRM).

**Tabla 62: Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo**

<u>Clases</u>	<u>Descripción</u>	<u>Identificación de campo</u>	<u>Aproximación al rango de resistencia de compresión (MPa)</u>
S1	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm	<0.025
S2	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm	0.025-0.05
S3	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo	0.05-0.1
S4	Arcilla rígida	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo	0.1-0.25
S5	Arcilla muy rígida.	Con cierta presión puede marcarse con el dedo	0.25-0.5
S6	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña	>0.5
R0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña	0.25-1.0
R1	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo, con una navaja se talla fácilmente.	1.0-5.0

R2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se produce pequeñas marcas	5.0-25
R3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja, Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo	25-50
R4	Roca dura	Se requiere mas de un golpe con el martillo para fracturarla	50-100
R5	Roca muy dura	Se requiere mas de un golpe con el martillo para fracturarla	100-250
R6	Roca extremadamente dura	Al golpear con el martillo solo saltan esquirlas	>250

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

### 1.3.2. Ensayo de compresión simple

- ASTM D2938 | Resistencia a la compresión no confinada de núcleos intactos de roca.
- ASTM D 3148 | Determinación del módulo de elasticidad en compresión.

### 1.3.3. Ensayo de compresión triaxial

- ASTM D 2664 | Resistencia de compresión triaxial de núcleos de roca no drenados.

### 1.3.4. Ensayo de resistencia la tracción

- ASTM D 2936-08 | Resistencia directa a la tensión de núcleos intactos de roca.
- ASTM D 3967-08 | Resistencia indirecta a la tensión de núcleos intactos de roca.

### 1.3.5. Carga puntual

- ASTM D 5731 | Índice de resistencia de una roca a una carga puntual.

### 1.3.6. Esclerómetro o martillo de Schmidt

- ASTM D5873-14 | Método estándar de determinación de la resistencia por esclerómetro.

## 1.4. Velocidad de onda sísmica

### 1.4.1. Velocidad de propagación de ondas Vs

- ASTM D 2845 | Determinación en laboratorio de la velocidad de propagación de ondas en rocas.

## 1.5. Deformabilidad

A partir de los resultados de los ensayos de compresión simple y velocidad de onda sísmica, se pueden determinar los módulos de Young estático y dinámico,  $E$  y  $E_d$ , y los coeficientes de Poisson estático y dinámico,  $\nu$  y  $\nu_d$ .

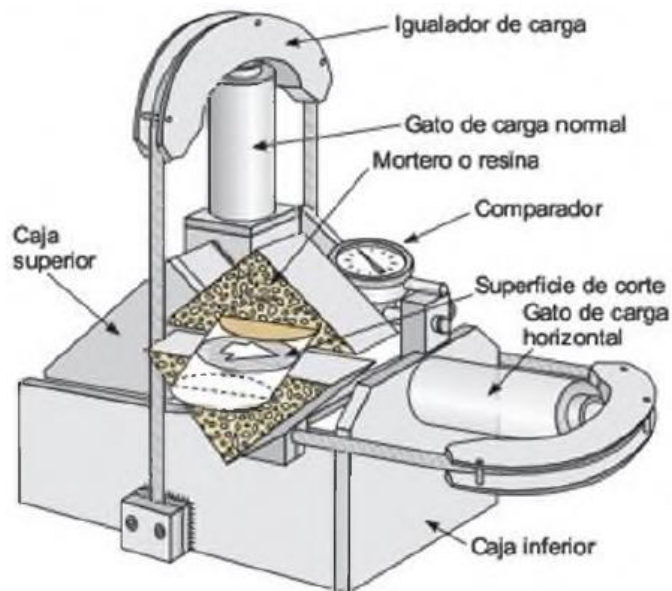
## 2. Propiedades de las discontinuidades

### 2.1. Resistencia

#### 2.1.1. Resistencia al corte en laboratorio

- ASTM D 5607-08 | Resistencia al corte directo de núcleos intactos de roca en laboratorio (alternativamente el método de la célula de Hoek, anexo I)

*Ilustración 77: Ensayo de resistencia al corte en discontinuidades por célula de Hoek..*

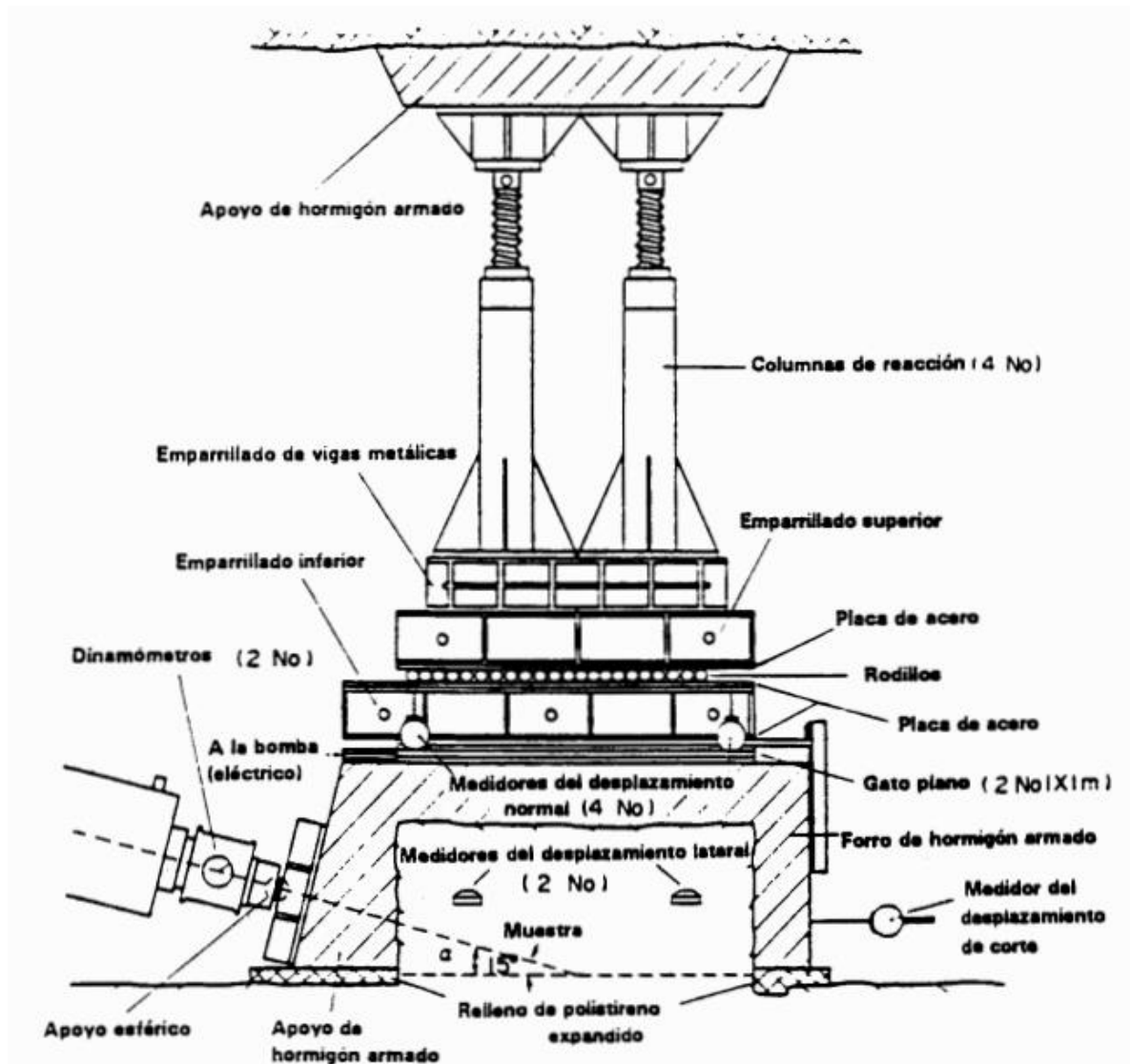


*Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)*

### 2.1.2. Resistencia al corte in situ por método de Brown (1981).

- ASTM D 4554-12 | Resistencia al corte directo de discontinuidades de roca in situ (Célula para ensayos de corte a la discontinuidad in situ, anexo I).

*Ilustración 78: Ensayo in situ de resistencia al corte en discontinuidades.*



Fuente: (López Marinas, 2002)

## 3. Propiedades del macizo rocoso

### 3.1. Permeabilidad

#### 3.1.1. Método de Lugeon

- ASTM D4630 – 96 | Práctica in situ para la determinación de los coeficientes de transmisividad y almacenamiento en rocas de baja permeabilidad.

## 3.2. Deformabilidad

La deformabilidad de un macizo rocoso puede ser calculado por métodos directos con ciertas limitaciones debido a efectos de escala que tornan imprecisos los resultados de ciertos ensayos por el VER (volumen elemental representativo) de un macizo rocoso. Es importante mencionar que el VER depende de las separaciones de familias de discontinuidades (diaclasas y planos de estratificación) y las exigencias del proyecto.

A continuación, se mencionan los métodos directos de estimación de la deformabilidad:

**Tabla 63: Métodos de estimación de deformabilidad en macizos rocosos**

<u>Método de estimación</u>	<u>Designación</u>	<u>Rango aproximado de espaciado promedio de discontinuidades.</u>
A partir de resultados de ensayo de resistencia a la compresión simple a núcleos de roca	-	< 1.0 cm
Dilatómetro (Gato Goodman)	ASTM D 4971-02	0.5 cm – 7.0 cm
Ensayos de placa de carga flexible o rígida   Gato plano (Flat Jack)	ASTM D 4394-08	4.0 cm – 60 cm
	ASTM D 4395-08	
Gato plano radial	ASTM D 4729-08	8.0 cm – 100 cm
Métodos indirectos (Correlaciones empíricas, capítulo III)	-	> 100 cm

Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

## 4. Propiedades de los suelos

### 4.1. Preparación y Clasificación

#### 4.1.1. Preparación de Muestras:

- ASTM D 421 – 85 (2007) | Preparación Seca de Muestras de Suelos para el análisis de granulometría y determinación de constantes de los suelos.

#### 4.1.2. Clasificación de los Suelos:

- ASTM D 2487 – 11 | Clasificación de los suelos para propósitos ingenieriles.

- ASTM D 2488 – 09a | Descripción e Identificación de Suelos (procedimiento manual – visual).

## **4.2. Granulometría**

### **4.2.1. Granulometría por métodos mecánicos**

- ASTM D 422 – 63 (2007) | Análisis granulométrico de suelos.

### **4.2.2. Hidrometría**

- ASTM D 1140 – 14 | Distribución de los Suelos más finos que tamiz No. 200 (75  $\mu\text{m}$ ).

## **4.3. Plasticidad**

### **4.3.1. Límites de Atterberg**

- ASTM D 4318 – 10 | Límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de los suelos.

## **4.4. Densidad, peso específico y relaciones generales**

### **4.4.1. Relaciones (propiedades) gravimétricas y volumétricas de suelos en laboratorio**

- ASTM D 7263 – 09 | Método de ensayo estándar para determinar relaciones volumétricas y gravimétricas de especímenes de suelos.

### **4.4.2. Densidad in Situ**

- ASTM D 1556 – 15 | Método de ensayo estándar para determinar la densidad del suelo in situ por el método del cono de arena.
- ASTM D 6938 – 15 | Método de ensayo estándar para determinar la densidad in situ de suelos o agregados por métodos nucleares (estratos poco profundos).

### **4.4.3. Contenido de Humedad**

- ASTM D 2216 – 10. Determinación del contenido de humedad de suelos y rocas.

### **4.4.4. Peso Específico**

- ASTM D 854 – 14. Método estándar para determinar la gravedad específica de sólidos de los suelos con picnómetro.
- ASTM D 5550 – 14. Método estándar para determinar la gravedad específica de sólidos de los suelos con picnómetro de gas.

## **4.5. Compactibilidad**

### **4.5.1. Proctor Estándar**

- ASTM D 698 – 12 | Método de ensayo estándar para compactación con Proctor estándar.

### **4.5.2. Próctor Modificado**

- ASTM D 1557 – 07 | Método de ensayo estándar para compactación con Proctor Modificado.

## **4.6. Permeabilidad**

### **4.6.1. Permeámetro de carga constante**

- ASTM D 2434 | Permeabilidad de suelos granulares (carga constante).

### **4.6.2. Permeámetro de carga variable**

- ASTM D 5084 | Conductividad hidráulica de materiales porosos saturados usando un permeámetro de carga variable (célula Rowe).

### **4.6.3. Ensayo Lefranc**

- ASTM D4631-95 (2000) | Práctica in situ para la determinación de los coeficientes de transmisividad y almacenamiento en suelos detríticos permeables, semipermeables y rocas muy fracturadas.

## **4.7. Hinchamiento**

- ASTM D 4546-90 | Hinchamiento o asentamiento potencial unidireccional de suelos cohesivos.

## **4.8. Expansibilidad**

- ASTM D 4829 | Ensayo de expansión de Lambe.

## **4.9. Colapso**

- ASTM D 5333 – 03 | Método estándar para la determinación del colapso potencial de los suelos.

## **4.10. Dispersabilidad**

- ASTM D 4221 | Características dispersivas de suelos arcillosos por el método del doble hidrómetro
- ASTM D 4647 | Identificación y clasificación de acillas dispersivas por el método del agujero (Pinhole).

## **4.11. Resistencia al Corte**

### **4.11.1. Compresión simple**

- ASTM D-2166 | Ensayo de compresión no confinada

### **4.11.2. Corte directo**

- ASTM D-3080 | Ensayo de corte directo

### **4.11.3. Ensayo triaxial (UU) sin consolidar y sin drenaje**

- ASTM D-2850 | Ensayo de prueba triaxial no consolidada no drenada. Ensayo triaxial (CU) con medida de presión de poros
- ASTM D 4767 | Ensayo de prueba triaxial consolidada no drenada Corte en in situ
- ASTM D 2573 | Ensayo estándar para determinar la resistencia al corte in situ con el método de veleta.

## **4.12. Deformabilidad**

### **4.12.1. Edómetro**

- ASTM D 2435 – ASTM 4186 | Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en el Edómetro.

### **4.12.2. CBR**

- ASTM D 1883 | CBR (california bearing ratio) de suelos compactados en laboratorio.

### **4.12.3. Placa de Carga (in situ)**

- ASTM E2835 | Método estándar para medir deformaciones usando placa de carga.

## **4.13. Ensayos dinámicos**

### **4.13.1. Ensayo de columna resonante**

- ASTM D 4015 – 07 | Determinación del módulo y propiedades de amortiguación de los suelos por el método de la columna resonante Triaxial cíclico
- ASTM D 3999 Determinación del módulo y propiedades de amortiguación de los suelos utilizando el aparato de triaxial cíclico.
- ASTM D 5311 | Resistencia de los suelos bajo carga controlada en el aparato triaxial cíclico



## **4.14. Mineralogía y composición**

### **4.14.1. PH**

- ASTM D 2976 / D 4972 | Determinación del pH de los suelos

### **4.14.2. Rayos X**

- ASTM D 4452 | Radiografía por Rayos X de muestras de suelos.
- ASTM F2420-10 | Práctica estándar para el método de difracción por Rayos X.

### **4.14.3. Carbonatos**

- ASTM D 4373 – Determinación del contenido de Carbonato de Calcio.

### **4.14.4. Sales Solubles**

- ASTM D 4542 – Extracción de Poros de Agua y Determinación del Contenido de Sales Solubles de Suelos por Refractómetro

### **4.14.5. Materia Orgánica**

- ASTM D 2973 – Nitrógeno total en turba
- ASTM D 2974 – Cantidad de humedad, cenizas, materia orgánica en turbas y otros suelos orgánicos.

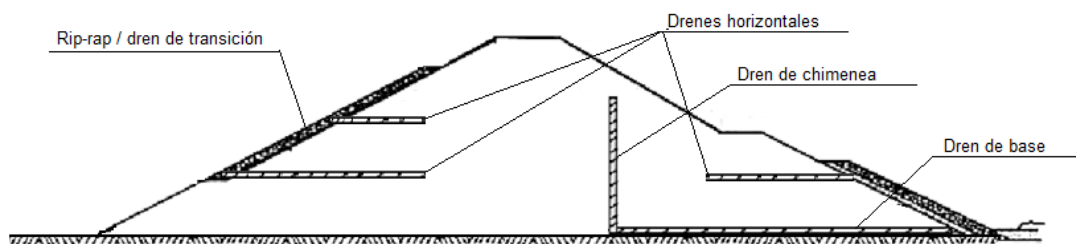
## **ANEXO III: DISEÑO DE FILTROS Y DRENES.**

## 1. Sistemas de drenaje de la presa y el cimiento

La prioridad de los sistemas de drenaje es disipar las presiones intersticiales en el cuerpo de la presa debido a las infiltraciones, pero el drenaje de dichas filtraciones puede traer consigo problemas de arrastre de partículas. Para esto se utilizan filtros que garanticen la estabilidad interna a la sufusión de los materiales en el cuerpo de la presa y/o el cimiento.

### 1.1. Tipos de sistemas de drenaje

*Ilustración 79: Tipos de filtros - drenes.*



Fuente: <http://trinoko.com/cuerpo/presas-de-tierra/>

**Filtro-dren de chimenea:** Se ubica en el espaldón de aguas abajo con el propósito de liberar las presiones intersticiales en el paramento de aguas abajo de la presa. Esto reduce su inestabilidad al deslizamiento.

**Filtro-dren de base o manto drenante:** Se ubica en el contacto cimiento-presa con tres propósitos principales: (1) drenar las aguas recolectadas en el filtro-dren de chimenea, (2) drenar las aguas puedan filtrarse por el contacto cimiento-presa, (3) proteger el contacto cimiento-presa de sufusión debido a dichas filtraciones.

**Filtros-dren horizontales:** Se ubican horizontalmente en los espaldones de la presa, a diferentes cotas, con los siguientes propósitos: (1) para el espaldón de aguas abajo, liberar las presiones intersticiales en las fases de construcción al drenar las aguas hacia el dren de chimenea; (2) para el espaldón de aguas arriba, liberar las presiones intersticiales en las situaciones de desembalse rápido.

**Filtros-dren de transición:** Se utilizan para proteger los cambios de granulometría en el cuerpo de la presa, como lo puede ser la transición riprap-espaldón o espaldón-núcleo, y así evitar problemas de estabilidad interna. Como se describe, estos filtros-dren se ubican en el espaldón de aguas arriba de la presa.

**Pantallas de drenaje:** Es un sistema filtro-dren diseñado para recoger las filtraciones que sobrepasan la pantalla de impermeabilización y así reducir las presiones intersticiales en el cimiento. Este filtro-dren se ubica aguas abajo de la pantalla de impermeabilización.

## **1.2. Diseño de filtros**

Los sistemas filtros-dren pueden ser bicapa (filtro simple y dren) o de una sola capa (filtros con función drenante). No se recomiendan los filtros de una sola capa cuando el material al que se protege sea potencialmente dispersivo y/o la presa se localice en zonas sísmicas. Para el diseño de filtros simples y filtros con función drenante se pueden utilizar los siguientes criterios.

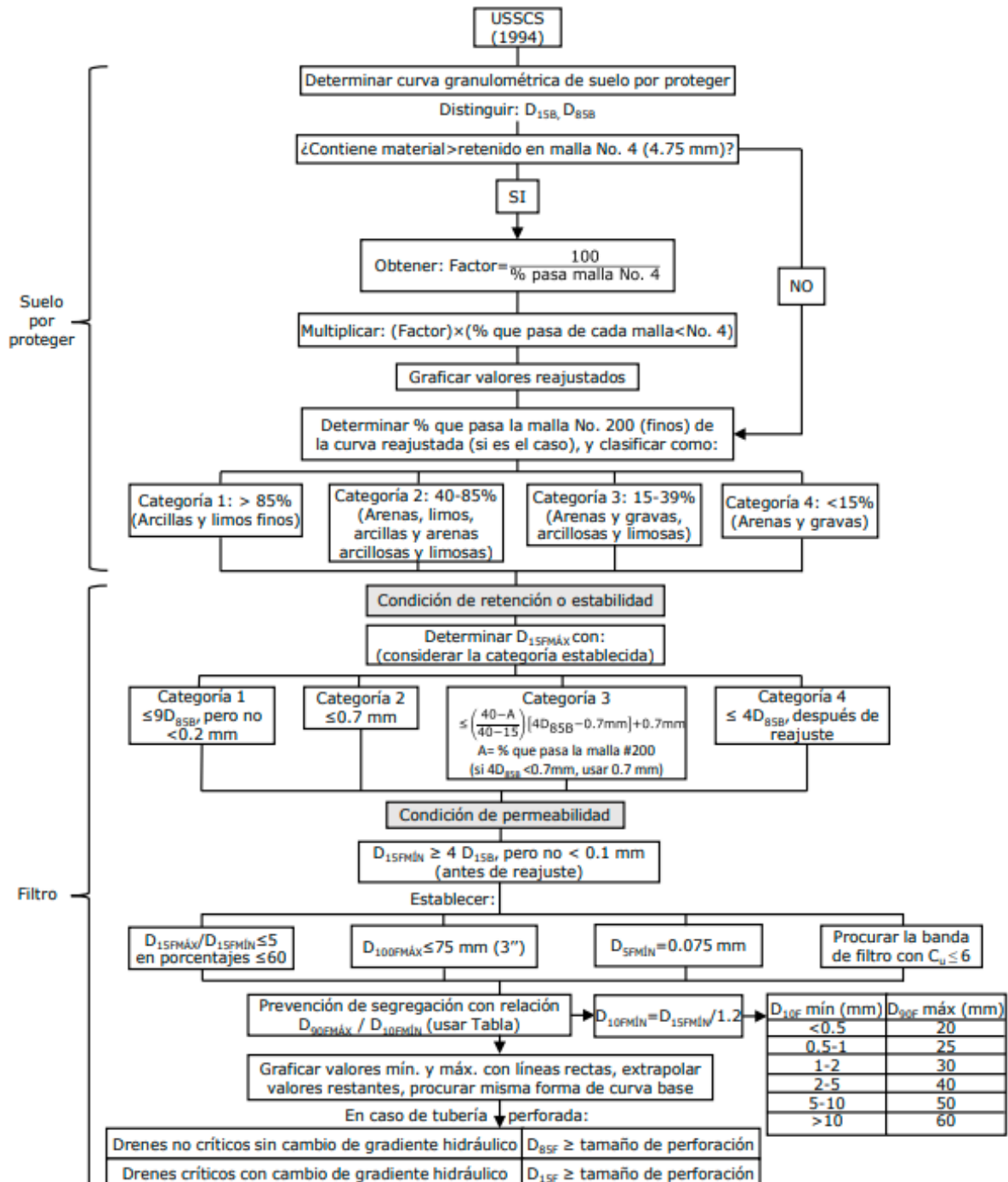
### **1.2.1. Criterios de diseño de filtros críticos**

Según la SPANCOLD, filtros de tipo críticos son los situados agua abajo del núcleo o bajo el espaldón de aguas abajo en contacto con la cimentación, con el propósito de reducir las presiones intersticiales en el cimiento o el cuerpo de la presa. Ejemplo de esto son los filtros-dren de chimenea, filtro-dren base, filtros-dren horizontales aguas abajo y la pantalla de drenaje.

Los filtros críticos se fundamentan en satisfacer tres condiciones principales: (1) requisito de tubificación o estabilidad interna, (2) requisito de permeabilidad y (3) capacidad de descarga.

- **Criterio USSCS.**

Este criterio fue presentado en 1994 por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (López Acosta et al., 2014):

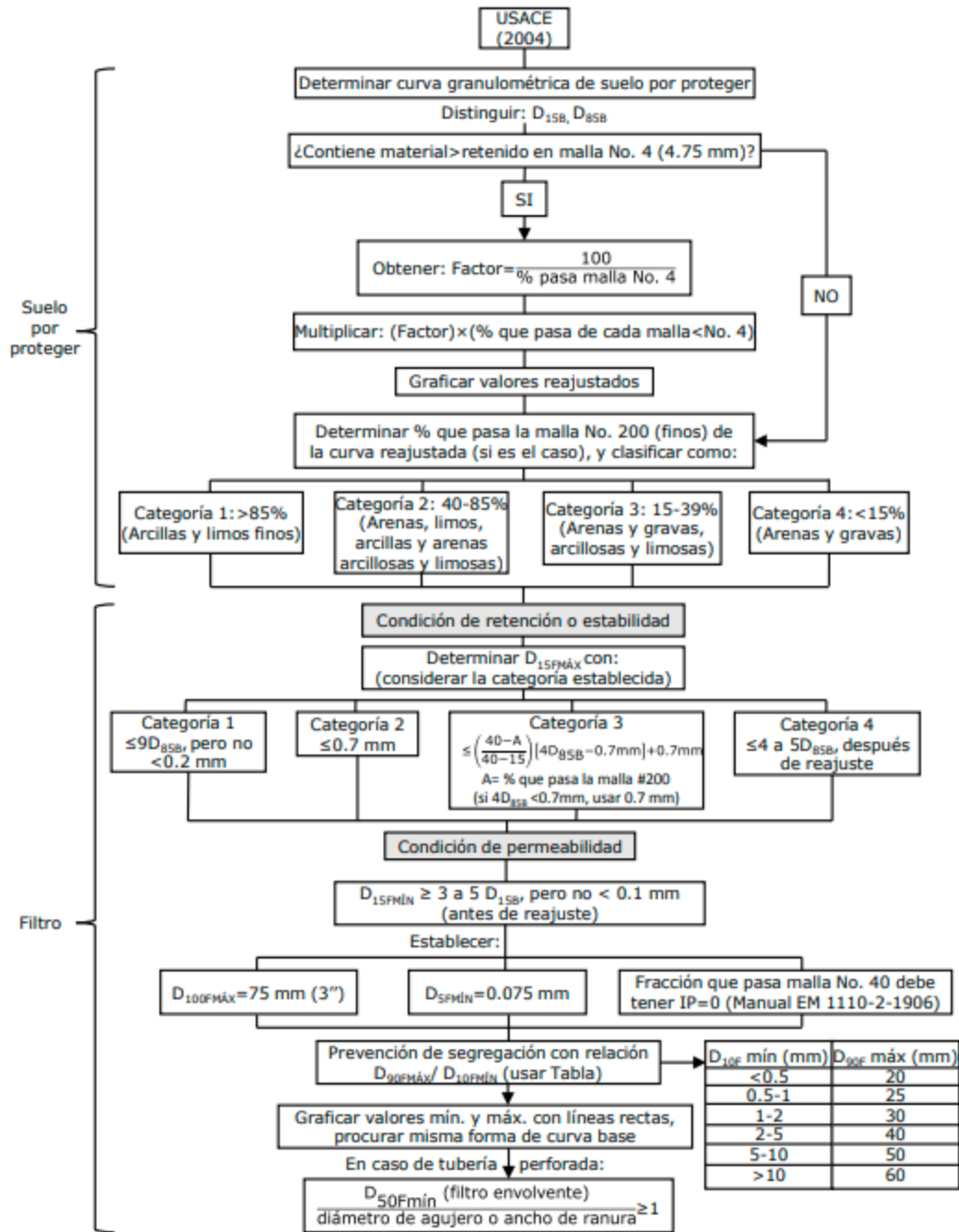


**Ilustración 80: Esquema de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USSCS (1994).**

Fuente: (López Acosta et al., 2014)

○ **Criterio USACE.**

Este criterio fue presentado en 2004 por el cuerpo de ingenieros de Estados Unidos, USACE (López Acosta et al., 2014):

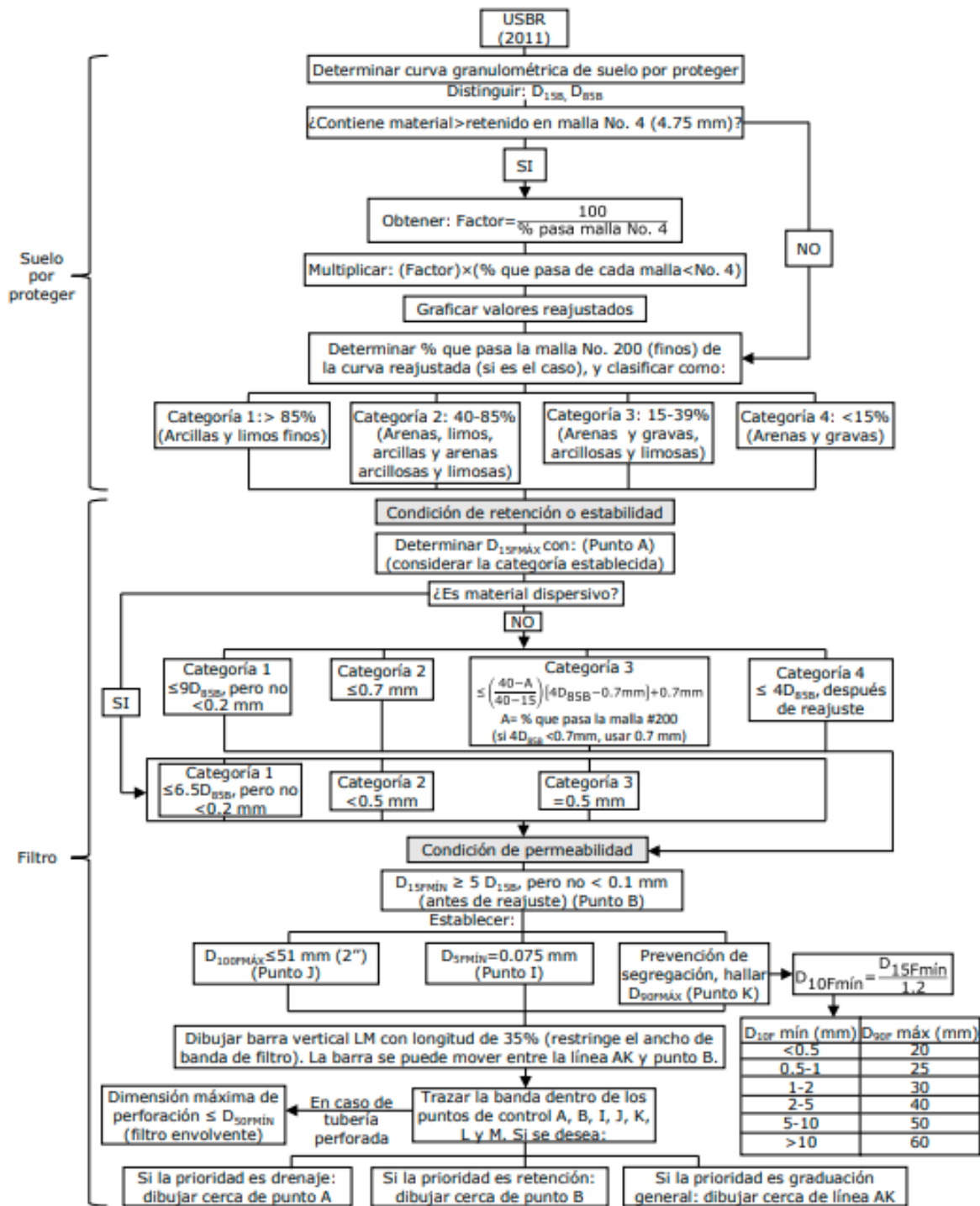


**Ilustración 81: Esquema de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USACE (2004).**

**Fuente: (López Acosta et al., 2014)**

○ **Criterio USBR.**

Este criterio fue presentado en 2011 por el Buró de Reclamación de Estados Unidos, USBR (López Acosta et al., 2014):



**Ilustración 82: Esquema de los pasos a seguir para el diseño del filtro de una presa con el criterio USBR (2011).**

**Fuente: (López Acosta et al., 2014)**

### 1.2.2. Criterios de diseño de filtros no críticos

Según la SPANCOLD, los filtros tipo no críticos son aquellos situados aguas arriba del núcleo y cuya función principal es impedir la tubificación y/o sufusión de los

materiales constitutivos de un elemento de la presa. Ejemplo de estos son los filtros-dren de transición y filtros-dren horizontales en espaldón aguas arriba.

Los filtros no críticos pueden ser diseñados con requerimientos menos estrictos. En general se busca satisfacer dos condiciones principales: (1) requisito de tubificación o estabilidad interna y (2) requisito de permeabilidad.

○ **Criterio de Terzaghi (1922).**

Primero, debe determinarse la curva granulométrica del suelo a proteger. Segundo, debe evaluarse la condición de tubificación o estabilidad interna. Para esto los granos del filtro deben ser lo suficientemente pequeños para retener el suelo base a proteger:

$$D_{15F} \leq KD_{85B}$$

Tercero, debe evaluarse la condición de permeabilidad. Para esto los granos del filtro deben ser lo suficientemente grandes para que se permita un flujo de filtraciones sin excesos de presiones intersticiales:

$$D_{15F} \geq KD_{15B}$$

$K$  es un coeficiente igual a 4 para el criterio de Terzaghi.  $D_{15F}$ , diámetro que deja pasar el 15% del peso del material del filtro.  $D_{85B}$  y  $D_{15B}$ , diámetro que deja pasar respectivamente el 85% y 15% del peso del material del suelo base a proteger.

○ **Criterio de Sherard (1963).**

Primero, debe determinarse la curva granulométrica del suelo a proteger. Segundo, debe evaluarse la condición de tubificación o estabilidad interna. Tercero, debe evaluarse la condición de permeabilidad. Las ecuaciones para el segundo y tercer paso son los mismos del criterio de Terzaghi para un  $K = 5$ .

Cuarto, la curva granulométrica del filtro debe ser lo más paralela posible a la curva granulométrica del material base. Quinto, en el caso que la granulometría del suelo base contenga alto porcentaje de material grueso, el filtro debe diseñarse considerándose la porción de la curva más fina que la malla 1" (25.4 mm) siendo el factor de corrección:



$$F = \frac{100}{\% \text{ pasa malla } 1''}$$

*% que pasa de cada malla ajustado = F · (% que pasa de cada malla < 1")*

Sexto, los filtros no deben de contener más del 5% de finos que pasen la malla #200 y por ninguna razón podrán ser cohesivos.

### **1.2.3. Otras consideraciones para filtros**

- Para suelos base con más de 15% de finos arcillosos, se ha realizar pruebas para determinar si las arcillas contenidas son dispersivas. El capítulo II de este documento contiene las designaciones para evaluar la dispersabilidad de los suelos; como el ensayo Crumb, el Doble Hidrómetro o la prueba Pinhole.
- En cuanto a los métodos de filtros críticos, el criterio USBR es el único que pone énfasis en los suelos dispersivos y toma en cuenta que, debido a estos ensayos de dispersabilidad, es posible detectar tamaños de partículas más pequeños que cuando se miden en una prueba granulométrica estándar. Por ello utiliza criterios de retención diferentes para este tipo de suelos.
- Se busca que la permeabilidad del filtro sea como mínimo, unas 20 veces superior a la del suelo a proteger y mejor 50 veces superior o más.

## **1.3. Diseño de drenes**

Los drenes tienen dos funciones; función drenante y función de filtro. La primera función se refiere a que la granulometría del dren debe permitir el drenaje libre para disipar presiones intersticiales, por lo cual ha de ser permeable o muy permeable. La segunda función se refiere a que la granulometría del dren debe proteger la granulometría del filtro adosado del arrastre de partículas, en pocas palabras, funcionar como filtro del filtro adosado.

### **1.3.1. Función drenante**

Para que el dren cumpla con su función drenante debe este ser permeable, para que pueda drenar sin que se generen presiones intersticiales importantes. Por lo tanto, se busca que el grado de permeabilidad sea elevado ( $k \geq 10^{-1} \text{cm/s}$ ). Aunque si se consideran las presiones intersticiales que se desarrollan al momento

del drenaje, se pueden utilizar granulometrías de permeabilidad media ( $10^{-1} \geq k \geq 10^{-3} \text{ cm/s}$ ).

Otro criterio a considerar para la eficacia en el drenaje es que, el tamaño  $D_{15}$  del dren sea como mínimo tres veces y preferiblemente cinco veces superior al  $D_{15}$  del filtro adosado. Es conveniente que el dren carezca de toda cohesión, que tenga una granulometría bien graduada y posea un porcentaje de finos que sobrepasen la malla n° 200 <1%.

### 1.3.2. Función de filtro

Lo que se busca con la función de filtro es evitar la sufusión del material filtro adosado al dren. La condición de estabilidad interna a considerar para los drenes será la condición de autoestabilidad de Uriel (SPANCOLD, 2018).

El primer paso es garantizar que la fracción más gruesa de la granulometría del dren contenga a la fracción fina de la granulometría del filtro, y no pueda ser arrastrada, se debe cumplir que  $D_{15 \text{ dren}} < 9D_{85 \text{ filtro}}$ .

El segundo paso es garantizar la autoestabilidad interna de la granulometría del dren. Para esto, la condición de Uriel establece que la autoestabilidad interna de un material se garantiza si la pendiente definida entre dos puntos cualesquiera en la curva granulométrica del dren sea mayor que el 15.7%. Se puede calcular la pendiente para diferentes diámetros de grano,  $D_i$ , con sus respectivos porcentajes que pasan,  $P_i$ . La pendiente está definida por la siguiente expresión:

$$Pendiente = \frac{1}{2} \left[ \frac{P_i - P_{i+1}}{\log \frac{D_i}{D_{i+1}}} + \frac{P_{i-1} - P_i}{\log \frac{D_{i-1}}{D_i}} \right]$$

Cuando todas las pendientes se verifiquen superiores al mencionado 15.7%, se considera que el dren es teóricamente autoestable.

**ANEXO IV:**  
**ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y FALLAS COMUNES EN**  
**PRESAS DE TIERRA.**

El control de una obra de presa de tierra se puede llevar a cabo mediante inspecciones, ensayos de control e informes, donde cada encargado en la supervisión de la obra asignada asume la responsabilidad de cumplir con toda la reglamentación y los detalles de los términos de referencia del proyecto referente al control de calidad.

En este capítulo se describirá a rasgos generales los procesos básicos de la construcción de una presa de tierra, así mismo se mencionará algunos tipos de falla.

### **1. Desvío de corriente.**

El desvío del río es una operación crítica en la construcción de una presa, por lo tanto, el método de desvío y los periodos hábiles para construcción donde el caudal del río disminuya para permitir la construcción de la obra de desviación son condiciones primordiales a considerar en la construcción.

Los estudios que determinan el método de desvío y los periodos hábiles para construcción son el estudio hidrológico de la cuenca que permite conocer los periodos en los que se puede comenzar la construcción de la obra de desvío, y la topografía y la geología de la cerrada, que permiten definir el método de desvío que mejor se adapte a las condiciones topográficas y geológicas del desfiladero, ya sea desviar a través túneles o por canales a cielo abierto. Estos estudios también permiten definir la ubicación y dimensión de las correspondientes ataguías y contraataguías de la presa.

El período de construcción que determina el estudio hidrológico, es un momento en que la posibilidad de inundación es baja y es probable que existan condiciones favorables para la colocación del cuerpo de la presa. Para la desviación de la corriente se construye una ataguía aguas arriba con el propósito de dirigir el flujo del río a través de las obras de desvío, ya sea a través túneles de desviación o por canales de desviación. También se puede requerir una ataguía aguas abajo, la contraataguía, cuando las crecidas en la corriente representen inundaciones peligrosas aguas abajo de la presa.

En el período posterior a la construcción de la obra de desvío y las correspondientes ataguía y contraataguía, la altura de la presa principal se lleva primero a nivel con la ataguía y contraataguía, después de lo cual el cuerpo de la presa se completa a una altura determinada lo más rápidamente posible en preparación de crecidas en la corriente que puedan provocar inundaciones que rebasen el nivel de la ataguía.

En el período final, toda la presa se eleva a su altura máxima, y si las ataguías se construyen con un material con características adecuadas de resistencia y permeabilidad del relleno que permitan la compatibilidad con los materiales de la presa principal, se da el cierre simultáneo en la que tanto la ataguía como la contraataguía serán parte permanente del cuerpo final de la presa. De lo contrario, tras alcanzar la altura máxima, éstas se remueven del sitio.

Las ataguías mayores son aquellas ataguías que, de fallar, causarían daños mayores aguas abajo y / o daños considerables a la obra permanente. Las ataguías menores son aquellas que resultarían en una inundación menor. Sabiendo esto, las ataguías se construyen a menudo en dos etapas: primeramente, se construye una ataguía menor de desvío aguas arriba que permita retener la corriente del río por un corto periodo de tiempo, y posteriormente, construir la ataguía mayor durante dicho periodo de tiempo. Terminada la ataguía mayor, puede comenzarse la construcción de la contraataguía y el cuerpo de la presa principal.

Todas las ataguías mayores deben planificarse, diseñarse y construirse con el mismo nivel de competencia de ingeniería que para las presas principales. Las consideraciones de diseño deben incluir la elevación máxima requerida mínima, registros hidrológicos, información hidrográfica y topográfica, exploración del subsuelo, protección de taludes, control de filtraciones, análisis de estabilidad y asentamiento, y fuentes de materiales de construcción. La velocidad de construcción y colocación del relleno debe ser tal que se evite el desborde durante el cierre inicial de la ataguía. Las ataguías menores pueden ser responsabilidad del contratista.

Las excavaciones para la cimentación de la presa principal deben realizarse de manera que no socaven los cimientos de la ataguía ni provoquen inestabilidad. Se

debe proporcionar un espacio adecuado entre la ataguía y la excavación estructural para dar cabida a trabajos de reparación, como bermas, contrafuertes y anclajes de cimentación, si fueran necesarios.

Para profundizar en el tema se recomienda la regulación ER 1110-2-8152 elaborada por la USCE en el año 1994, donde se proporciona orientación sobre la planificación, el diseño y la construcción de ataguías.

## **2. Cimentación**

### **2.1. Preparación de la cimentación.**

La preparación de la cimentación por lo general consiste en despejar, escarbar, remover troncos y raíces grandes, para posteriormente remover césped, tierra vegetal, cantos rodados, materiales orgánicos, rellenos de basura y otros materiales indeseables. Los suelos altamente compresibles que se encuentran en una capa superficial delgada, o en bolsas aisladas, deben eliminarse.

Después de la limpieza, la superficie de la base estará suelta y debe compactarse. Siempre que sea posible, sin alterar los suelos de la cimentación, es deseable que la compactación de la superficie de la cimentación sea mediante los rodillos más pesados u otro equipo de construcción disponibles para revelar material altamente compresible que puede haberse pasado por alto en el decapado, como bolsas de material blando enterradas debajo de una cubierta poco profunda.

Sin embargo, si un suelo de cimentación limoso o arcilloso tiene un alto contenido de agua y un alto grado de saturación, los intentos de compactar la superficie con rodillos pesados o con neumáticos de goma solo remodelarán el suelo y lo alterarán, por lo tanto, solo se debe usar equipo de compactación liviano adecuado.

Los orificios de los troncos y raíces retirados deben rellenarse y compactarse con pisones manuales. Para las presas sobre cimientos de material impermeable, que generalmente no requieren un corte para asegurar la impermeabilidad del contacto cimiento – presa, se deben hacer zanjas de inspección. Esto permitirá la inspección de tuberías abandonadas, cavidades blandas, zonas permeables u otras características indeseables no descubiertas en exploraciones previas.

## **2.2. Tratamiento de la cimentación.**

El diseño de presas sobre cimientos de tierra se centra en la resistencia al corte in situ de los suelos de cimentación y su permeabilidad. En el caso de presas de tierra sobre macizos rocosos, el estudio se centra más en las filtraciones que en la resistencia al corte, pues generalmente la resistencia de dichos macizos es mayor que la del cuerpo mismo.

## **2.3. Cimentaciones de roca.**

Los cimientos de roca deben limpiarse de todos los fragmentos sueltos, incluidos los bloques superficiales de roca adosados que se extienden por grietas relativamente abiertas. Se deben quitar las protuberancias de roca salientes para facilitar el funcionamiento del equipo de compactación y evitar el asentamiento diferencial. Las grietas, juntas y aberturas debajo del núcleo y posiblemente en otros lugares deben rellenarse con mortero u hormigón de acuerdo con el ancho de la abertura.

Se hace especial mención a los cimientos de lutitas (origen arcilloso y/o limoso), no se debe permitir que se sequen antes de colocar el relleno, ni se debe permitir que se saturen antes de colocar el relleno, pues es común en estos materiales los problemas de hinchamiento y expansividad, y dichas contracciones provocan grietas en la cimentación. En consecuencia, es deseable posponer la remoción de la última capa de lutita hasta justo antes de que comience la colocación del relleno de la presa.

## **2.4. Fortalecimiento de la Fundación.**

El tratamiento que se lleva a cabo sobre la fundación son principalmente los tratamientos superficiales y los tratamientos profundos, abordados en el capítulo anterior.

Hay ciertos casos como los cimientos de roca débil, donde se requiere investigación y estudio individual, y las presas sobre dichos cimientos generalmente requieren pendientes más planas. El mayor peligro en estos cimientos es posibilidad de que se desarrollen altas presiones intersticiales en la roca fisurada, y para ello puede

requerir la instalación de una pantalla de drenaje en el cimiento, que tiene la función de pozo de alivio de presión. Otro caso especial es la cimentación sobre suelos licuables, los métodos para mejorar las condiciones incluyen voladura, sonda vibratoria, vibro compactación, pilotes de compactación, apisonamiento pesado, compactación, inyección de lechada, drenajes, cal inyectada a presión, pilas, etc.

Para profundizar en los problemas geotécnicos que pueden presentar las distintas litologías en un cimiento, se recomienda la obra de Ingeniería Geotécnica de Presas por Fell et al. (2005).

### **3. Elemento impermeable**

En el caso de las presas pantalla, se debe de construir un cierre hermético a lo largo del contacto del elemento impermeable de la presa con la cimentación y los estribos, en el talón de aguas arriba de la presa, para evitar las filtraciones por debajo de la presa.

La anchura del dentellón está generalmente gobernada por las condiciones impuestas por la construcción. La profundidad de penetración del dentellón en la roca fija, depende de la característica de la roca de cimentación.

Si la roca es sana el dentellón debe prolongarse dentro de la roca de la cimentación. Si la roca no está sana puede ser necesario un dentellón más profundo o un tratamiento especial como pantallas de impermeabilización.

En el caso de las presas pantalla, el elemento de impermeabilización va continuado por el zócalo o plinto, que es una galería desde la cual se termina de impermeabilizar la presa construyendo una pantalla de impermeabilización debajo de ella. Se puede denotar en la ilustración 11 de este documento.

### **4. Cuerpo de la presa (terraplén):**

Una vez preparada la fundación o el cimiento se da inicio a la construcción del terraplén de la presa, las actividades son las siguientes.



#### **4.1. Excavación y preparación de los materiales en los préstamos.**

Una vez deforestado y limpiado las áreas de préstamo se procede a la excavación del material necesario para la construcción de la presa. Antes de transportar el material a la presa, este debe ser humedecido o secado que cuando llegue a la presa esta tenga una humedad aproximadamente a la óptima, preferiblemente 2% superior a la estimada por ensayo Proctor estándar. La densidad de compactación también corresponderá a la densidad máxima del ensayo del Proctor estándar.

Cuando el material tiene una humedad natural inferior a la óptima (caso más común) se procede al regado del mismo después de ser excavado y mezclado para así lograr una buena distribución del material. El mezclado se realizará con la rastra, lo cual consiste en una serie de discos paralelos que, al ser arrastrado por un tractor sobre el material previamente excavado, penetra en él desmenuzando y distribuyendo la humedad. El mezclado se repite las veces que sea necesaria para alcanzar la humedad óptima antes de llevar el material a la presa.

Si el material presenta una humedad mayor a la óptima debe ser secada. Normalmente se hace dejándola expuesta al sol. El secado puede ser muy lento y complicado, debido a la humedad natural que presenta el banco, es por ello que en algunos casos se descarta el banco y se busca otro.

#### **4.2. Transporte del material.**

Una vez preparado el material en el préstamo en la forma indicada, es cargado y transportado a la presa. El transporte puede hacerse mediante camiones de volteo. Las labores de transporte de los diferentes materiales desde los préstamos a la presa tienen una incidencia importante en el costo total de la obra. Como regla general deben utilizarse, en la medida de lo posible los préstamos más cercanos al sitio de la presa. Es preferible que las áreas de préstamo sean locales dentro del mismo embalse, con tal que pueda cumplirse con los requisitos de resistencia y permeabilidad necesarias para la construcción de la presa.

### **4.3. Colocación y conformación del material en el terraplén.**

Los materiales transportados a la presa son descargados y extendidos en su posición final en el terraplén. Los camiones descargan el material por la parte posterior mediante el volteo. Una vez descargado el material se procede a su conformación. Esta consiste en extenderlo de manera uniforme, en forma de capas. La conformación en capas de espesores constantes tiene por objeto uniformizar el material para la compactación. Antes de compactar la capa se hacen los ajustes finales de la humedad (si ello es necesario), requiriéndose a veces un riego complementario y el mezclado del material en el terraplén para alcanzar la humedad óptima.

Para determinar el espesor de las capas o tongadas ha de realizarse ensayos de terraplenes, esto para determinar el espesor a las que el material puede alcanzar la densidad óptima. El procedimiento es simple, variar diferentes espesores de tongadas al conformar terraplenes y determinar el mayor espesor al que el material se compacta efectivamente.

### **4.4. Compactación.**

La compactación es el proceso de densificación (apisonado) de los suelos que constituyen el terraplén de la presa. Esta se efectúa por medios mecánicos y consiste en lograr una mayor proximidad de las partículas sólidas. Las presas de tierra se compactan para:

- Mejorar las propiedades mecánicas del terraplén. Básicamente para aumentar la densidad seca  $\gamma_d$ , el ángulo de fricción  $\Phi$  y la cohesión  $C$ .
- Homogeneizar el material, evitando la presencia de zonas débiles poco densas e incluso la existencia de cavidades que podrían propiciar la erosión interna o tubificación de la presa.
- Disminuir la permeabilidad del terraplén. Por ejemplo, el pasar de una densidad seca del 95% al 98% de la máxima Proctor, se logra disminuir casi 100 veces la permeabilidad de algunos materiales.

- Reducir el volumen de la presa. Los terraplenes compactados permiten utilizar taludes estables más inclinados que en el caso de suelos sueltos, por lo que las presas compactadas ocupan un espacio menor.

El procedimiento de compactación consiste en apisonar el material aplicándole una carga repetida. Esto se efectúa utilizando diferentes equipos. Los equipos de compactación que se utilizan en las presas son del tipo rodante (compactadores de rodillos, compactadores patas de cabra, etc.), y tienen un peso de varias toneladas y pueden actuar sobre el relleno estática o dinámicamente (equipos vibratorios y no vibratorios).

## **4.5. Selección del tipo de cortina de tierra.**

### **4.5.1. Presas pantalla.**

Se construye una pantalla delgada de material impermeable para que constituya la barrera hidráulica. El diafragma puede ser de concreto de cemento Portland, de concreto bituminoso, o de membranas geotextiles. La pantalla puede ser externa, en el paramento de aguas arriba, para lo cual debe ser continuada por un zócalo.

También puede ser interna, un diafragma interno que cumpla con la función impermeabilizante, para este caso la pantalla habrá de extenderse lo necesario a través del cimiento para asegurar la estanqueidad de la presa.

Es importante recalcar que la construcción de un diafragma interno requiere un mayor grado de precisión y control de calidad más riguroso del que se da a una presa de pantalla externa, pues en la pantalla externa es relativamente sencillo hacer reparaciones y labores de mantenimiento, mientras que en los diafragmas interna, en comparación a las pantallas externas, estas acciones constituyen un enorme costo.

### **4.5.2. Presas homogéneas.**

Las presas homogéneas están compuestas de un solo material. El material debe ser suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva para el agua, y para la estabilidad los taludes deben de ser relativamente tendidos. Para evitar la licuación el talud de aguas arriba debe ser relativamente tendido, se prevén rápidos

desembalses del vaso después de un largo almacenamiento. El talud de aguas abajo debe ser suficientemente estable para resistir la licuación cuando se sature el nivel elevado. En una sección completamente homogénea es inevitable que las filtraciones emerjan en el talud de aguas abajo, cualquiera que sea este y la impermeabilidad del suelo, si el nivel del vaso se mantiene elevado por un tiempo suficientemente largo, el talud de aguas abajo eventualmente lo afectarán las filtraciones.

#### **4.5.3. Presas núcleo.**

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.

La zona permeable en general puede ser de arena, grava, o escollera. La anchura máxima de la zona impermeable se controlará con respecto a la estabilidad y a las filtraciones y también con respecto a los materiales disponibles.

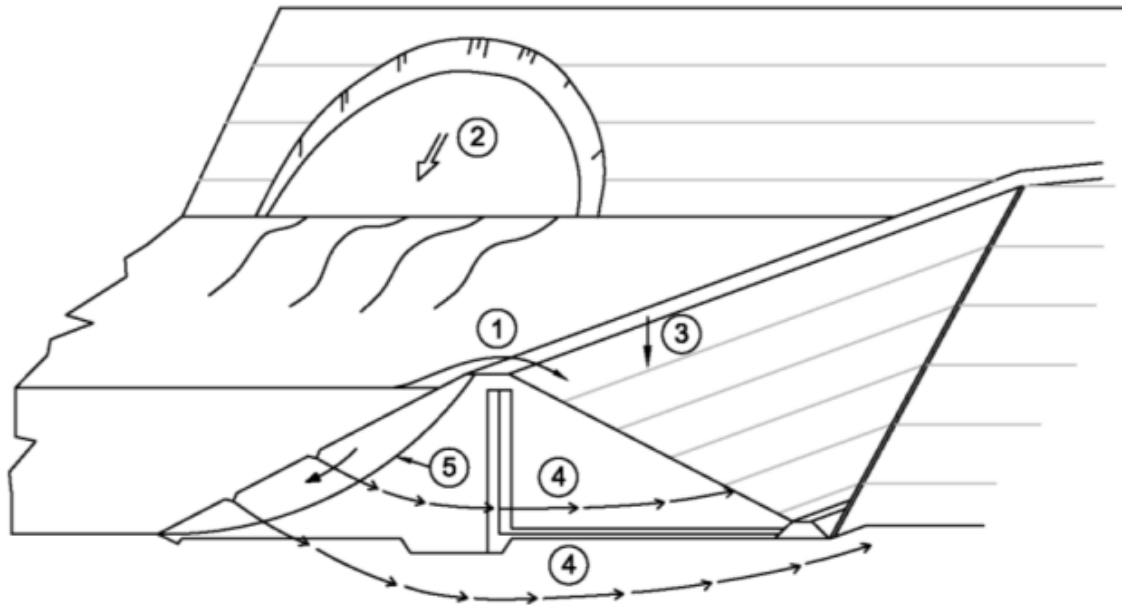
Una presa con un núcleo impermeable de material con buenas propiedades resistentes y de espaldones exteriores altamente permeables, pueden tener taludes exteriores relativamente inclinados, limitados solamente por la resistencia de la cimentación, la estabilidad del cuerpo conjunto de la presa y las consideraciones sobre su conservación.

### **5. Modos de fallo más comunes en las presas de tierra.**

A lo largo de la historia, el mundo ha sufrido las consecuencias del derrumbe total o parcial de presas de tierra, trayendo consigo la pérdida de innumerables vidas humanas. Estos tipos de desastres no siempre se pueden predecir, pero si se

pueden prever en la medida de lo posible, y por ello es necesario detectar las fallas a tiempo para evitar daños mayores.

En la siguiente ilustración se muestran los cinco modos de ruptura principales que considera la SPANCOLD para las presas de tierra:



**Ilustración 83: Modos de fallo principales en presas de tierra.**

**Fuente: (SPANCOLD, 2018)**

- (1) Sobrevertido o desbordamiento.
- (2) Inestabilidad de laderas en el vaso.
- (3) Inestabilidad dinámica.
- (4) Inestabilidad interna del cuerpo de la presa y/o cimiento.
- (5) Inestabilidad de taludes de presa, pudiendo afectar o no al cimiento.

En la siguiente tabla se describe de forma general las características los modos de falla y algunas causas. Esto es solo una perspectiva holística de las causas de los tipos de ruptura, por lo cual se recomienda la obra “Ingeniería Geotécnica de Presas” por Fell et al. (2005) donde aborda casos de varias presas que colapsaron, explicando la mecánica del colapso y las causas del mismo.

**Tabla 64: Modos de fallo principales de presas de tierra.**

<u>Fallas</u>	<u>Características</u>		<u>Causas</u>
1) Sobrevertido o desbordamiento	El agua rebasa la cortina y escurre por el talud aguas abajo, erosionándolo y provocando el posterior colapso.		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Presencia de material erosionable en la presa o el vertedero.</li> <li>▪ Inadecuado diseño del aliviadero.</li> <li>▪ No atención a tiempo a los asentamientos excesivos del cimiento y/o el terraplén.</li> </ul>
2) Inestabilidad de los taludes del vaso	En este caso, debido a inestabilidad en una ladera del vaso, el volumen de material deslizado entra al embalse rápidamente, creando una ola que rebasa el resguardo de la cortina y escurre por el talud aguas abajo, erosionándolo y provocando el posterior colapso.		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Producción de esfuerzos cortantes mayores a la resistencia que puede movilizar el suelo a lo largo de una determinada superficie de falla.</li> <li>▪ No estimar este efecto en el dimensionamiento final del resguardo.</li> </ul>
3) Agrietamiento	Arietamiento por Sismo.	Formación de grietas longitudinales y transversales en la cortina de la presa y el asentamiento excesivo de la misma.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Temblores de tierra (sismos), principalmente por la componente horizontal de los mismos en dirección transversal al eje de la cortina.</li> </ul>
	Arietamiento por asentamientos diferenciales.	Formaciones grietas y fisuras que no pueden pasar inadvertidas en el cuerpo de la presa. El agrietamiento puede ser longitudinal o trasversal.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Esfuerzos de tracción originados por asentamientos diferenciales del suelo, sea por el propio peso del terraplén o de la cimentación.</li> </ul>

4) Inestabilidad interna de la presa y/o cimiento.	Sifonamiento	Deslizamiento del paramento de aguas abajo debido a la pérdida de resistencia en el cimiento debajo del espaldón de aguas abajo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Excesivas subpresiones que no se estimaron en el momento del análisis de filtraciones.</li> </ul>
	Licuefacción	Derrame de los materiales de la cortina en grandes áreas, esto debido a movimientos sísmicos. Los taludes se deforman hasta adoptar formas irregulares y muy tendidos, y como resultado asentamientos excesivos.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Utilización de materiales licuables en la construcción de presas (ejemplo: limos y arenas no plásticas).</li> </ul>
	Tubificación	Fuga de agua que se concentra y erosiona el suelo progresivamente hasta formar un conducto que une al embalse con el pie de talud aguas abajo	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Formación de grietas y fisuras no muy grandes (agrietamiento) debido a una mala compactación.</li> <li>▪ Presencia de suelos dispersivos en la cortina.</li> </ul>
	Sufusión	Pérdida de los finos de la granulometría de un material de la cortina.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Diseño inadecuado de filtros para la evitar el arrastre de partículas.</li> </ul>
5) Inestabilidad de los taludes de la presa	Deslizamiento de los taludes de la presa. Pueden provocarse durante la construcción, operación o luego de un desembalse rápido.		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Producción de esfuerzos cortantes mayores a la resistencia que puede movilizar el suelo a lo largo de una determinada superficie de falla.</li> <li>▪ Inadecuado diseño de los elementos de</li> </ul>

			disipación de excesivas presiones intersticiales (drenes).
6) Otros modos de falla	Pérdidas por filtración	Infiltración excesiva del agua del embalse a través del cimiento o de la cortina	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Construcción de embalse en presencia de zonas kársticas, fallas o suelos dispersivos.</li> <li>▪ Inadecuado diseño de los elementos de control de infiltraciones (núcleo, pantalla de impermeabilización, etc.).</li> </ul>

Fuente: (SPANCOLD, 2018)



**ANEXO V:  
OTROS APORTES.**

## **1. Estructuras asociadas a la presa de tierra**

**Aliviadero:** Vertedero, conducto, túnel, canal u otra estructura diseñada para permitir descargar con seguridad los caudales de las crecientes cuando el embalse está lleno (Suárez Villar, 1982).

**Obras de toma:** El propósito de las obras de toma es permitir la extracción de aguas desde diversos niveles de un embalse, controlar el flujo, excluir la basura de un conducto y suministrar apoyo para el conducto (Merritt et al., 1999).

**Desagües:** Abertura o conducto más bajo, bien sea a través o por los lados de la presa, que permite desaguar el embalse (Suárez Villar, 1982).

**Compuertas:** Funcionan en la cresta de un aliviadero para aumentar en forma temporal el almacenamiento de un embalse, a la vez que se mantiene el control del flujo en los vertederos (Merritt et al., 1999).

**Galerías:** Accesos al interior del cuerpo de las presas, que facilitan el mantenimiento y estudio de las mismas.

**Ataguía:** Macizo de tierra arcillosa u otro material impermeable, para atajar el paso del agua durante la construcción de una obra hidráulica.

**Contraataguía:** Segunda ataguía que se pone detrás de la obra hidráulica para impedir filtraciones debido al efecto de remanso.

## **2. Recomendaciones sobre el equipo de investigación geotécnica**

El equipo de investigación debe estar compuesto por profesionales y técnicos en diferentes materias relacionadas a la ingeniería de presa. Entre estos están: geólogos, ingenieros geotécnicos, ingenieros civiles, ingenieros hidráulicos, hidrólogos, técnicos laboratoristas, ingenieros ambientales, etc.

Para los miembros del equipo de exploración se buscan siete atributos generales, recomendados por Stapledon (1983), con el propósito de permitir la efectiva comunicación y la sinergia entre los miembros del equipo de exploración. Dichos atributos son:

- Conocimiento de precedentes (experiencia práctica).
- Conocimientos de geología.
- Conocimientos de mecánica de suelos y rocas.
- Conocimientos de ingeniería geotécnica e ingeniería de presas.
- Conocimientos de ingeniería civil y construcción de presas.
- Conocimiento de métodos exploratorios directos e indirectos.
- Habilidades superiores a la media (comunicación y toma de decisiones).

### **3. Exploración del subsuelo.**

La exploración del subsuelo es la etapa en la que se estudia el sitio con el fin de dar respuesta a las interrogantes geológicas y geotécnicas del proyecto, además de obtener la información necesaria para elaborar los modelos geotécnicos de comportamiento.

#### **3.1. El programa de exploración geológico – geotécnica**

La extensión e intensidad del reconocimiento geológico dependerá tanto de la complejidad geológica como de la importancia de la obra. Se pueden clasificar los reconocimientos geológico –geotécnicos en tres clases (SPANCOLD, 2018):

- **Clase I:** Reconocimientos exhaustivos que aportan una mayor precisión a los datos objeto de estudio.
  - Generalmente implica sondeos profundos suficientes y construcción de galerías subterráneas para acceder a zonas representativas para la toma de muestras, ensayos de laboratorio y ensayos in situ.
- **Clase II:** Reconocimientos que aportan información cualitativa precisa e información aproximada basada en algunos datos concretos y apoyándose en la experiencia previa.
  - Generalmente implica solo sondeos profundos para definir rasgos principales de la estructura geológica, toma de muestras y ensayos de laboratorio.
- **Clase III:** Reconocimientos que sólo tratan de obtener una información cualitativa precisa y una información cuantitativa de carácter orientativo.

- Generalmente implica caracterización geológica de la superficie (sondeos a una determinada profundidad según sea necesario) y ensayos sencillos de identificación de las propiedades geotécnicas.

La información extraída en los mapas geológicos, junto con las interrogantes geotécnicas y geológicas definidas previamente, permitirán determinar dónde existe necesidad de ejecutar exploraciones exhaustivas (sondeos, toma de muestras y ensayos) con el fin de responder a dichas interrogantes. Habrá que especificarse para cada exploración propuesta: el método de exploración más adecuado, la cantidad y profundidad de los sondeos, los ensayos in situ y de laboratorio a realizarse.

A continuación, se presenta una metodología de actividades propuesta por Fell et al. (2005).

- **Fase 1:** Definir objetivos de la investigación en base a las interrogantes técnicas (geotécnicas y geológicas).
- **Fase 2:** Evaluar la información recopilada en las etapas anteriores del estudio geotécnico, elaborar algunas conclusiones preliminares (posibles respuestas a las interrogantes técnicas) y elaborar un modelo geotécnico tentativo del sitio para entender los faltantes en la información.
- **Fase 3:** Planificar las actividades y el calendario de la exploración para llenar los faltantes en la información.
- **Fase 4:** Ejecución de exploraciones, toma de muestras, ensayos in situ y ensayos de laboratorios, interpretación de los resultados, elaboración del modelo geotécnico y conclusiones.

Esta metodología está planeada para ser iterativa como se presenta en la ilustración 74.

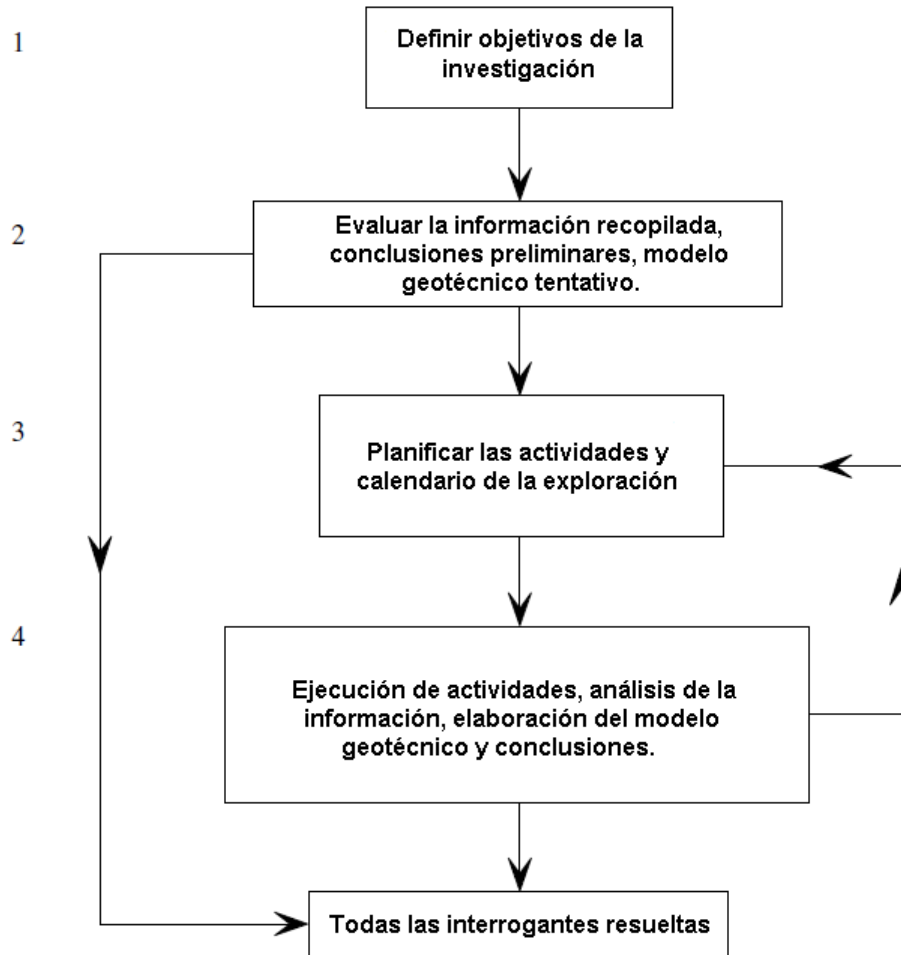
## **3.2. Métodos de Exploración directa**

### **3.2.1. Excavaciones a cielo abierto**

Las calicatas, zanjas, pozos, etc., consisten en realizar excavaciones a cielo abierto buscando como resultado, observar el terreno de forma directa a la profundidad a la que se estimó excavar. Hay ventajas únicas en estos métodos de exploración

directa, por ejemplo, la toma de muestras de suelo inalterado y aplicar ensayos in situ en los diferentes estratos encontrados.

**Ilustración 84: Metodología de Ejecución de Investigaciones de Campo**



**Fuente:** (Fell, MacGregor, Stapledon, & Bell, Geotechnical Engineering of Embankment Dams . Rotterdam: A. A. Balkema., 2011)

Al utilizar estos métodos de exploración, hay que tener en cuenta las siguientes características (González de Vallejo et al., 2002):

- La profundidad no suele exceder los 4m de profundidad, aunque el manual para la revisión de estudios geotécnicos del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI, 2017) recomienda una profundidad máxima de 3 m.
- La presencia de agua limita su utilidad.
- El terreno debe poderse excavar con medios mecánicos convencionales.

- Para su ejecución es imprescindible cumplir con las normas de seguridad frente a derrumbes de las paredes.
- Cerciorarse de la ausencia de instalaciones, tuberías, cables, etc., en el área de excavación.

En el reporte de la exploración se debe de registrar los siguientes datos y descripciones:

- Datos de identificación.
- Profundidad de excavación.
- Continuidad de los diferentes niveles o estratos.
- Litología.
- Discontinuidades.
- Presencia de filtraciones y nivel freático.
- Ubicación de las muestras tomadas en campo.
- Fotografías.

### **3.2.2. Sondeos por barrenas**

Existen varios métodos de sondeo, pero de todos ellos, sondeos por barrena es el método más simple de todos. Existen diversos tipos de barrenas para distintos tipos de suelos, desde arcillas hasta arenas, y pueden utilizarse operadas a mano u operadas a potencia, siendo esta última opción la más popular.

#### **▪ Barrenas operadas a mano**

Para barrenas operadas a mano, la profundidad no suele exceder los 2–4m, pero puede alcanzarse profundidades hasta 10 metros en condiciones muy favorables como suelos arcillosos y que la sonda no penetre más allá del NAF (nivel de agua freática). El diámetro de estas perforaciones varía normalmente entre 7.5–30.5cm (Peck et al., 2009, pag.138).

Las barrenas operadas a mano se pueden dividir en barrenas posteadoras y barrenas helicoidales. Las posteadoras permiten tomar muestras al perforar y extraer directamente la barrena de la sonda. Las helicoidales pueden ser de vástago hueco y de vástago macizo.

No se recomienda el uso de éste método en suelos por debajo del NAF, ni suelos mezclados con gravas o rocas, ni para arcillas muy firmes a duras (Murthy, 2002).

- **Barrenas operadas a potencia**

La profundidad de este método suele verse limitada a 60 metros, en dependencia del material perforado, y el diámetro de estas perforaciones varía normalmente entre 7.5–30.5 cm. Estas barrenas se operan a motor en una estructura integrada a un camión, a una maquinaria sobre orugas o adaptada a un tractor, camioneta o remolque.

Las barrenas que se utilizan son helicoidales y pueden encontrarse en dos tipos; de vástago macizo y vástago hueco. Las barrenas de vástago hueco son preferibles ya que permiten extraer muestras de forma continua, sin tener que levantar la barrena de su posición en la sonda. Este método es utilizable en cualquier tipo de suelos, incluso arenas por debajo del NAF, pero no se recomienda su uso en suelos rugosos.

Cabe recalcar que las muestras que se obtienen de los sondeos por barrena son alteradas, a menos que se utilicen tubos Shelby de pared delgada para extracción de muestras, de otro modo su uso es solamente representativo.

- **Sondeos por lavado “wash boring”**

El wash boring es un método de perforación rotatorio que implica inyección continua de agua a presión a través de las extensiones huecas, hasta llegar a la broca hueca en el fondo de la sonda. La broca es impulsada a potencia y sostenida por una estructura de trípode; el agua es provista de una bomba, manual o automática.

Debido a la mecánica del método, las muestras que se puedan extraer se ven severamente alteradas. Es por ello que el propósito del Wash Boring es ser utilizado para realizar únicamente perforaciones, y no para estudiar el subsuelo ni extraer muestras representativas. Este método es utilizable para suelos arcillosos, arenosos y limosos. No se recomienda utilizar en suelos mezclados con gravas o roca.

- **Sondeos por perforación rotatoria**

- **Taladro de broca PDC (diamante policristalino compacto) rotatoria “drilling bits”**

Este es el método más rápido para penetrar materiales muy resistentes. Se puede utilizar para perforar rocas, arcillas firmes y arenas densas. Este método no se aplica en lo absoluto para suelos sueltos o rocas altamente fisuradas. El diámetro de la sonda suele ser entre 5–20cm, y por este método se pueden alcanzar grandes profundidades (más allá de 1,000 metros).

- **Taladro de broca extractor de núcleo “coring bits”**

Este es un método excepcional para extraer muestras de alta calidad en todo tipo de rocas, desde blandas hasta extremadamente duras. Se utilizan 3 categorías de brocas en dependencia a las características del material que se perfora; diamante, inserto de carburo y diente de sierra. Éste método se aborda a mayor detalle en la designación ASTM D 2113-70.

- **Galerías de reconocimiento**

Las galerías de reconocimiento son túneles que se realizan en macizos rocosos de gran relevancia en el diseño de la presa. Estas galerías permiten: visualización directa del macizo rocoso, análisis de discontinuidades, determinación de los grados de alteración y profundidades, aplicación de ensayos in situ y obtención de muestras, instalación de obras de drenaje y aparatos de auscultación, ejecución de sondeos exploratorios y perforaciones para mejoramiento del terreno.

Los beneficios de las galerías son muchos, pero su coste es elevado por lo cual se hacen únicamente cuando se determine necesario y se haya decidido la ubicación y tipo de presa definitiva para el proyecto.

### **3.3. Extracción de muestras.**

#### **3.3.1. Muestras representativas de suelo**

Son muestras representativas aquellas muestras alteradas que pueden ser utilizadas para identificar los estratos, clasificar y obtener de algunos parámetros geotécnicos. Es importante recordar que no toda muestra alterada es representativa.



**Tabla 65: Métodos de extracción de muestras alteradas**

<u>Muestreador</u>	<u>Método de exploración</u>	<u>Designación</u>
Cuchara Partida	SPT	ASTM D1586 – 11
Tubos de pared gruesa	Perforación rotatoria o percutida	ASTM D3550 – 01
Barrena posteadora	Perforación manual	ASTM D1452 – 09 ASTM D6907 – 05
Barrena de vástago macizo	Perforación rotatoria	ASTM D1452 – 09
Barrena de vástago hueco	Perforación rotatoria	ASTM D6151 – 15

Fuente: Elaboración propia.

### 3.3.2. Muestras Inalteradas

Se obtienen muestras inalteradas cuando estas se toman de manera tal que sufran deformaciones insignificantes durante su muestreo. Aunque se conoce que es inevitable un cierto grado de alteración, éstas muestras pueden ser utilizadas para determinar características de esfuerzo–deformación y compacidad relativa.

**Tabla 66: Métodos de extracción de muestras inalteradas**

<u>Muestreador</u>	<u>Método de exploración</u>	<u>Designación</u>
Bloque intacto	Calicata	ASTM D7015 – 13
Tubos de pared delgada	Perforación rotatoria o percutida	ASTM D1587 – 08
Muestreador de Pistón	Perforación rotatoria o percutida	ASTM D6519 – 15

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.3. Núcleos de roca

Utilizando el método del taladro de broca extractor de núcleo es posible extraer núcleos de rocas inalteradas, ya que la broca permite avanzar en profundidad en el estrato de roca mientras recolecta en el vástago la muestra a posterior extracción. Este método de muestreo está abordado en la designación ASTM D2113 – 14.

### 3.3.4. Testificación Geotécnica

La testificación geológica consiste en la descripción geológica geotécnica de los testigos y muestras obtenidas en los sondeos, así como los datos de las perforaciones. Esta revisión debe realizarse por técnicos geotecnistas, ingenieros geotécnicos o ingenieros geólogos.

Ilustración 85: Caja de testigos geotécnicos.



Fuente: <https://geotecnicocordoba.com/estudio-geotecnico-cordoba/>

En la descripción de los procesos de perforación se registran los siguientes datos.

- Básicos: proyecto, nombre y número de referencia localización n, numero de sondeo, coordenadas.
- Método de perforación: maquina, tipo de perforación, diámetro, característica de los útiles de perforación.
- Progreso de la perforación: maniobra, método de avance, velocidad de avance, resistencia al avance.
- Descripción sistemática:
  - Naturaleza y composición.
  - Litología
  - Tamaño de grano
  - Color y textura.

- Grado de meteorización.
- Consistencia y resistencia.
- En materiales rocosos:
  - Descripción de discontinuidades (tipo, espaciado, rugosidad, relleno).
  - Porcentaje de recuperación de testigo RQD.

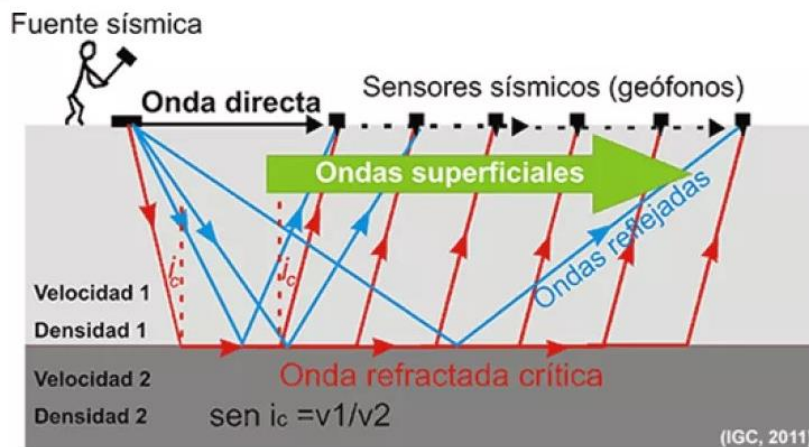
### 3.4. Métodos de Exploración Indirecta

#### 3.4.1. Método de refracción sísmica

La refracción sísmica se basa en el hecho de que las ondas sísmicas viajan a diferentes velocidades en los distintos estratos de suelos o rocas. Cuando se inducen impactos en la superficie o el subsuelo, como detonaciones o explosiones mecánicas con un mazo, estas producen tres tipos de ondas: ondas primarias, ondas secundarias y ondas superficiales.

En general, con este método solo las ondas primarias son observadas. Cuando estas ondas atraviesan fronteras entre estratos, estas se refractan y son registradas por medio de geófonos. Si se desea profundizar en el tema se recomiendan las obras de prospección geofísica del autor Pedro Martínez Pagán. Este método es abordado a detalle en las designaciones ASTM D5777 – 00 y ASTM D7128 – 05.

**Ilustración 86: Mecánica del método de refracción sísmica.**



Fuente: <https://www.subsuelo3d.com/que-es-la-refraccion-sismica/>

- **Método de resistividad eléctrica**

Este método depende en las diferencias de resistividad eléctrica en los distintos estratos de suelos y roca. Dado que el flujo de corriente en un suelo o roca depende

de la acción electrolítica, la resistividad eléctrica que registra un estrato permite definir de forma aproximada el contenido de agua y concentración de sales en los poros. La resistividad eléctrica disminuye si la concentración de sales y contenido de agua aumentan.

El método más abordado para estimar la resistividad eléctrica de un estrato de suelo o roca es el método de Wenner. Este método se detalla en la designación ASTM G 57 – 06.

### **3.5. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).**

El Ensayo de Penetración Estándar es la prueba in situ más utilizada en la etapa de la exploración del subsuelo para la determinación de la compresibilidad y resistencia de suelos y rocas. El método evalúa las condiciones de un estrato por la energía que necesita liberarse en dicho estrato para perforar una determinada distancia con un muestreador de cuchara partida. Los procedimientos de este ensayo se abordan a mayor detalle en la designación ASTM D 1586-11.

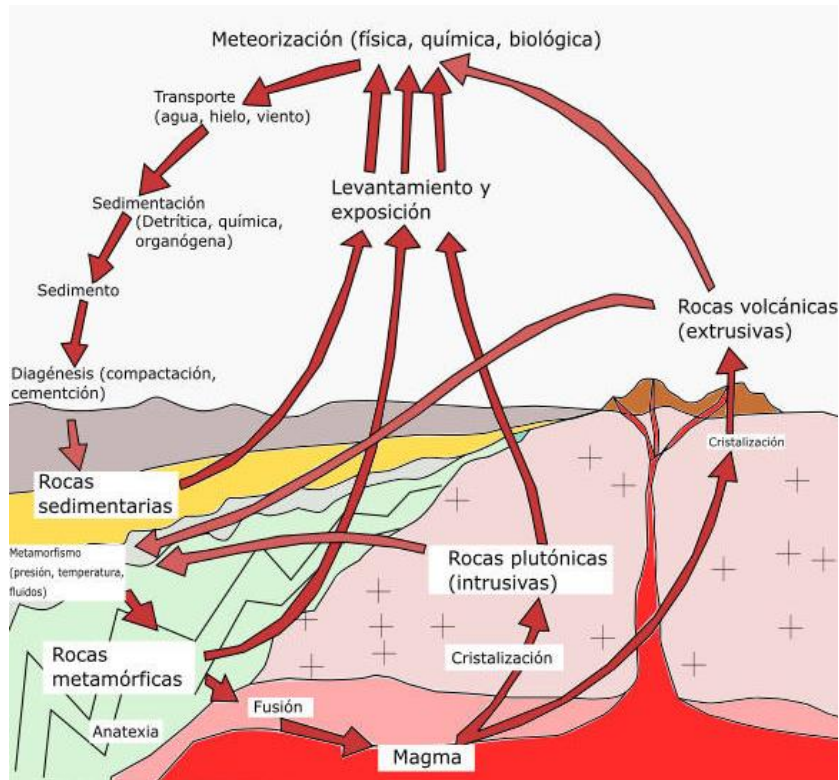
Los datos registrados en una exploración con SPT se deben de validar y ajustar al momento de analizar los datos, pues existen varios factores que pueden afectar los resultados del ensayo.

La información que se puede obtener de un ensayo SPT es bastante confiable si se toman los cuidados adecuados en su ejecución y calibración de los equipos. Además, las correlaciones calculadas nos sirven como valores de referencia para comparar los resultados que se obtendrán en los ensayos de laboratorio.

## **4. Macizos Rocosos**

La litología es una parte de la geología que estudia las características de las rocas a partir de su naturaleza y edad geológica. Esta materia nos permitirá entender en rasgos generales el comportamiento de los macizos rocosos que se puedan encontrar en la cimentación de una presa.

**Ilustración 87: Ciclo de las rocas.**



<https://geologiaweb.com/tipos-de-rocas/ciclo-de-las-rocas/>

Las rocas pueden ser clasificadas en tres tipos: rocas ígneas, rocas sedimentarias y rocas metamórficas. Cada una de las tipologías son parte de un solo ciclo litológico de las rocas, donde por distintos factores su naturaleza se ve afectada.

Las rocas ígneas se forman por la solidificación del magma o roca fundida, siendo rocas ígneas intrusivas o plutónicas si esta solidificación se da por debajo de la superficie, y rocas ígneas extrusivas o volcánicas si se da solidificación por enfriamiento rápido en la superficie, como lo es en una erupción volcánica.

Las rocas sedimentarias son rocas formadas por la acumulación y posterior consolidación de sedimentos. Las rocas sedimentarias dependen del ambiente sedimentario y diagénesis en el que se formaron, por ejemplo, las rocas detríticas como areniscas y lutitas, o las rocas calcáreas como las calizas y dolomías.

Las rocas metamórficas son formadas por el metamorfismo de otras rocas preexistentes bajo la superficie. El metamorfismo es la transformación de un material a través de la temperatura y/o la presión sin cambiar su estado de la materia

ni su composición mineralógica. El tipo de roca metamórfica depende de la naturaleza de la roca previa y del metamorfismo al que fue expuesta. Por ejemplo, el mármol que se forma mediante el metamorfismo de contacto de una roca de origen carbonático, o la pizarra que se forma mediante el metamorfismo regional de una roca de origen detrítica, por lo general lutitas.

#### 4.1. Clasificación general de las rocas

**Tabla 67: Clasificación geológica general de las rocas.**

Origen	Clase	Grupo	Textura (tamaño de grano)			
			Gruoso	Medio	Fino	Muy fino
Sedimentario	Clástica		Conglomerado	Arenisca	Limolita / caliza	Lutita
			Grauvaca			
	No clástica	Orgánico	Creta			
			Carbón			
		Carbonatado	Brecha	Limolita / caliza esparítica	Limolita / caliza micrítica	
	Químico		Yesos	Anhidrita		
Metamórfico	Sin foliaciones		Mármol	Cornubianita	Cuarcita	
	Ligeramente foliada		Migmatita	Anfibolita	Milonita	
	Foliadas		Gneiss	Esquisto	Filita	Pizarra
Ígneo	Intrusivas (plutónicas)	Claras	Granito		Riolita	Obsidiana
			Granodiorita		Dacita	
		Oscuras	Diorita		Andesita	
			Gabro	Dolerita	Basalto	
		Norita				
	Extrusivas piroclásticas		Aglomerado	Brecha	Toba volcánica	


Fuente: (GEO-SLOPE International, Ltd., 2020).

## 5. Depósitos de suelos

### 5.1. Suelos residuales

Los suelos residuales son suelos locales formados por procesos de meteorización física y química de la roca madre presente en el sitio. Estos procesos se desarrollan principalmente en condiciones tropicales húmedas de meteorización química intensa, aunque también pueden encontrarse en menor proporción en zonas no tropicales.

**Ilustración 88: Perfiles de meteorización según diferentes autores.**

PERFIL ESQUEMÁTICO	LOVE (1951) LITTLE (1961)	VARGAS (1951)	SOWERS (1954, 1963)	CHANDLER (1969)	GEOLOGICAL SOC. ENG. GROUP (1970)	DEERE Y PATTON (1971)	
	ROCAS ÍGNEAS	ÍGNEAS, BASÁLTICAS Y ARENISCAS	ÍGNEAS Y METAMÓRFICAS	MARGAS Y LIMOLITAS	ROCAS ÍGNEAS	ÍGNEAS Y METAMÓRFICAS	
	VI SUELO	SUELO RESIDUAL	ZONA SUPERIOR	V COMPLETAMENTE ALTERADA	VI SUELO RESIDUAL	HORIZONTE IA	
	V COMPLETAMENTE ALTERADA	SUELO RESIDUAL JOVEN	ZONA INTERMEDIA			IV	HORIZONTE IB
	IV ALTAMENTE ALTERADA	CAPAS DE ROCA DESINTEGRADA	ZONA PARCIALMENTE ALTERADA	PARCIALMENTE ALTERADA	III	V COMPLETAMENTE ALTERADA	HORIZONTE IC (SAPROLITO)
	III MODERADAMENTE ALTERADA				IV ALTAMENTE ALTERADA	ZONA DE TRANSICIÓN	IA TRANSICIÓN CON ROCA METEORIZADA SAPROLITO
	II ALGO ALTERADA				III MODERADAMENTE ALTERADA		II DEBILMENTE ALTERADA
	I ROCA SANA	ROCA SANA	ROCA INALTERADA	I ROCA INALTERADA	II MUY POCO ALTERADA	IA ROCA SANA	ROCA SANA

**Fuente: (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)**

El espesor de los suelos residuales varía con la edad, porcentaje de impureza y la intensidad de la meteorización, que a su vez depende del clima y la pluviometría. Por lo general la resistencia depende también de estos mismos factores y de las propiedades resistentes de la roca madre. Estos suelos se identifican con perfiles de meteorización. En la ilustración 17 se presentan perfiles de meteorización según distintos autores.

## **5.2. Suelos coluviales**

Son materiales transportados por gravedad, la acción del hielo-deshielo y, principalmente, por el agua. Su origen es local, producto de la alteración in situ de las rocas y posterior transporte como derrubios de ladera.

Su espesor generalmente es escaso, aunque puede variar. Se caracterizan por presentar una resistencia baja y altos contenidos de arcillas. Su identificación es de fundamental importancia geotécnica, pues indican la presencia de masas inestables en taludes cercanos.

## **5.3. Suelos aluviales**

Son materiales transportados y depositados por el agua. Tienen tamaños muy variables, desde arcillas hasta gravas gruesas, cantos y bloques. Son suelos muy anisotrópicos en cuanto a sus propiedades geotécnicas, distribución espacial y estratificación. La identificación de estos depósitos requiere de considerables números de reconocimientos dada su heterogeneidad y anisotropía.

Los depósitos aluviales pueden presentar espesores considerables en relación a la extensión del cauce del río. Por lo general estos depósitos presentan mal drenaje, y con el tiempo se forman suelos negros ricos en esmectitas.

## **5.4. Suelos lacustres de agua dulce**

En general son sedimentos de grano fino, arcillas y limos en su predominancia. Se pueden presentar en ríos, a lo largo de la rivera y particularmente en las desembocaduras de estos, donde se forman abanicos aluviales.

Pueden encontrarse en estos depósitos litologías margosas, carbonatadas y yesíferas. Algunos problemas relacionados a estos depósitos son la solubilidad, carstificación y suelos blandos.

## **5.5. Arcillas**

La identificación de la mineralogía de arcillas presentes en el estudio geológico es clave para determinar los problemas geotécnicos potenciales relacionados al



comportamiento frente al agua del depósito, su resistencia y compresibilidad, pues es el factor que mayor influencia ejerce sobre sus propiedades.

#### **5.5.1. Grupo mineralógico Caolín**

Las Caolinitas y Halloysitas suelen presentar las plasticidades más bajas de los tres grupos mineralógicos de mayor interés geotécnico. Además, este grupo presenta mejor comportamiento en su consolidación y compresibilidad que ilitas y esmectitas, siendo esta última la más problemática.

Generalmente se ven presentes en suelos rojos ricos en halloysita formados en condiciones de buen drenaje, este es el caso de laderas y zonas montañosas, y por lo tanto pueden verse presentes en depósitos coluviales. Este grupo puede presentar problemas geotécnicos como el de arcillas rápidas (dispersabilidad).

#### **5.5.2. Grupo Esmectita**

Las Esmectitas suelen presentar las plasticidades más altas de los tres grupos mineralógicos de mayor interés geotécnico y tienen el peor comportamiento en cuanto a consolidación y compresibilidad.

Generalmente se ven presentes en suelos negros ricos en esmectita formados en condiciones de mal drenaje como llanuras y terrazas aluviales, por lo tanto, es posible encontrarlos en depósitos aluviales y lacustres de agua dulce. Algunos problemas relacionados a las esmectitas son las conocidas arcillas expansivas, suelos blandos y altos porcentajes de suelos orgánicos.

#### **5.5.3. Grupo Illita**

Las illitas o micas, pueden considerarse en el medio del caolín y esmectitas en sus propiedades geotécnicas.

## BIBLIOGRAFÍA

- Amin Shah, S. A. (16 de Enero de 2017). *Classification and Types of Dams based on different Criteria*. Obtenido de About Civil Engineering:  
<https://www.aboutcivil.org/damtypes.html>
- Atterberg, A. M. (1911). *Consistency of soil, that is, liquid, plastic, and shrinkage properties*. Sweden.
- Baars, S. V. (2016). *Advanced Soils Mechanics*. Luxembourg: Stefan Van Baars.
- Barton, N., & Choubey, V. (1976). The shear strength of rock joints in theory practice. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1-54.
- Calero, M. (8 de abril de 2016). *Hidroeléctrica Tumarín se suma a la larga lista de proyectos fallidos*. Obtenido de La Prensa:  
<https://www.laprensa.com.ni/2016/04/08/nacionales/2014811-proyecto-hidroelectrico-tumarin-esta-en-jaque-mate>
- Casagrande, A. (1973). *Embankment-Dam Engineering*. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- CNEGP, C. (1967). *Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas*. Madrid: Boletín Oficial del Estado.
- Colaboradores de Wikipedia. (28 de Abril de 2020). *Embalse*. Obtenido de Wikipedia, la enciclopedia libre:  
<https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Embalse&oldid=125582201>
- Cordero Mejias, L. (2017). *Análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra para suelos parcialmente saturados*. Santa Clara: Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas.
- Das, B. M. (2009). *Principles of Geotechnical Engineering, 7th Edition*. Florence, KY, United States: Cengage Learning, Inc.
- Fell, R., MacGregor, P., & Stapledon, D. (1992). *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., & Bell, G. (2011). *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*. Rotterdam: A. A. Balkema. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Fellenius, W. (1918). *Slip-circle analysis of saturated clay slopes*. Sweden.

- Florez, V. E. (13 de Noviembre de 2018). *Presas Arco. Tipologías y sistema estructural*. Obtenido de EADIC: <https://www.eadic.com/presas-arco-tipologias-y-esquema-resistente/>
- GEO-SLOPE International, Ltd. (2020). *Stability Modeling with GeoStudio*. Alberta.
- GEO-SLOPE International, Ltd. (2020). *Stress-Strain Modeling with GeoStudio*. Alberta.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Paper: Hoek-Brown failure criterion*.
- Hoek, E., Carter, T., & Diederichs, M. (2013). *Cuantificación de la tabla del índice de resistencia geológica*. San Francisco: American Rock Mechanics Association.
- Hoek, E., Marinos, P., & Marinos, V. (2005). *The geological strength index: applications and limitations*. Atenas: Springer-Verlag.
- Huamán Vidaurre, F. (2009). *Diseño de Presas*. Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca.
- JICA, SIECA, & COMITRAN. (2019). *Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas*. El Salvador.
- Ladanyi, B., & Archambault, G. (1977). Resistencia al Corte y Deformabilidad de Diaclasas Rellenas de Suelo. En Capri, *Simposio Internacional sobre la Geotecnia de Formaciones Estructurales Complejas* (págs. Vol. I; pág 317 - 326).
- López Acosta, N., B. Guillén, J., & Auvinet, G. (2014). *Criterios clásicos y actuales para el diseño de filtros en presas de materiales graduados*. Jalisco: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C.
- López Marinas, J. (2002). *Geología Aplicada a la Ingeniería Civil*. Madrid: Cie Inversiones Editoriales Dossat 2000.
- Marinos, P., & Hoek, E. (2001). *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch*. Atenas.

- Martínez Ruiz, F. J. (2019). *El problema de la selección del tipo de presa en un proyecto: criterios y métodos de apoyo a la toma de decisiones*. Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena.
- Más Que Ingeniería. (2016). *Principales tipos de presas y su clasificación*.  
Obtenido de Más Que Ingeniería: <https://masqueingenieria.com/blog/tipos-de-presas-y-su-clasificacion/>
- Merritt, F. S., Loftin, M. K., & Ricketts, J. T. (1999). *Manual del Ingeniero Civil - Tomo II*. Distrito Federal, México: McGraw Hill.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2007). *Reglamento Nacional de la Construcción RNC - 07*. Managua: Dirección General de Normas de Construcción y Desarrollo Urbano.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2017). *Manual para la Revisión de Estudios Geotécnicos*. Managua.
- Ministerio Español de Cultura y Deporte. (s.f.). *Diccionario de Bienes Culturales*.  
Obtenido de Tesáuros del Patrimonio Cultural de Españaa: <http://tesauros.mecd.es/tesauros/bienes culturales/1008166.html>
- Murthy, V. (2002). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soils Mechanics and Foundation Engineering*. New York: Marcel Dekker, Inc.
- Organismo regulador de seguridad de presas de Argentina. (2006). *Las Presas de Materiales Suelos*. Obtenido de Organismo regulador de seguridad de presas de Argentina: <https://web.archive.org/web/20091126212707/http://www.orsep.gob.ar/presas-materiales-suelos.php>
- RAE. (Octubre de 2014). *Diccionario de la Lengua Española - vigesimotercera edición*. Obtenido de Real Academia Española de la Lengua: <https://dle.rae.es/embalse>
- Rizo Maradiaga, J. (2015). *Técnicas de Investigación Documental*. Managua: UNAN.
- SPANCOLD, C. (2018). *Guía Técnica nº 2 "Criterios para Proyectos de Presas y sus Obras Anejas". Tomo 2: Presas de Materiales Suelos*. Consejo Nacional Español de Grandes Presas.

- Suárez Villar, L. M. (1982). *Ingeniería de Presas - Obras de Toma, descarga y desviación*. Caracas: Ediciones Vega.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- USACE, U. A. (2018). *Hydrologic Engineering Requirements for Reservoirs*. Washington DC: Department of the Army.
- USBR, U. (1992). *Design of Small Dams*. Washington DC.
- USBR, U. (2011). *Design Standards No. 13 Embankment Dams. Chapter 4: Static Stability Analysis. Phase 4 (Final)*. Washington: U.S. Department of the Interior.
- Wikiwand. (s.f.). *Slope Mass Rating*. Obtenido de Wikiwand:  
[https://www.wikiwand.com/es/Slope\\_Mass\\_Rating](https://www.wikiwand.com/es/Slope_Mass_Rating)