



**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE OBRAS HIDRÁULICAS II

Trabajo Dirigido Por Adscripción, Presentado Para Optar al Diploma Académico de
Licenciatura en Ingeniería Civil.

Por:

**JAVIER FERRUFINO HINOJOSA
SUSAN YENNY MOREIRA GONZALES**

Tutor:

Ing. MSc. Roberto Méndez Torrico

Cochabamba – Bolivia

Julio, 2006

DEDICATORIA

Dedicado a mis padres Víctor Hugo y Olga, quienes confiaron en mí y me apoyaron siempre, a quienes agradezco de todo corazón por su amor, cariño y apoyo.

A mis hermanas, quienes me dieron siempre el aliento para salir adelante.

Javier Ferrufino Hinojosa

Dedicado a mi mamá Sonia Gonzales Arévalo por todo su esfuerzo, amor y aliento que me brindó y me brinda cada día para seguir adelante.

A mi papá Mario Moreira Montaña, a mis hermanos: Mónica, Lidia, Claudia y Ronald que confiaron en mí dándome su apoyo siempre. A mis tíos Alci y Filo por su apoyo.

Susan Yenny Moreira Gonzales

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darnos vida, salud, sabiduría y perseverancia

A nuestros padres por el apoyo constante que nos brindaron día a día.

A nuestros queridos docentes, por impartirnos sus conocimientos para nuestra formación profesional durante nuestra Carrera Universitaria, haciendo de nosotros personas útiles a la sociedad.

A la carrera de Ingeniería Civil por la oportunidad que nos brinda para nuestra formación.

A nuestra Casa Superior de Estudios por albergarnos en sus aulas, pues como gratitud llevaremos en alto su distinguido nombre.

A nuestro estimado tutor Ing. Roberto Méndez Torrico que con su apoyo y dedicación incondicional nos llevaron a la culminación de la Adscripción.

A todo el personal del Laboratorio de Hidráulica UMSS, a todas las personas y amigos que nos colaboraron en la realización de este documento, por su apoyo y su ayuda incondicional.

FICHA RESUMEN

El presente trabajo de Adscripción para la asignatura de Obras Hidráulicas II de la carrera de Ingeniería Civil es una herramienta, que sirve como medio inmediato de consulta al estudiante con el fin de afianzar los conocimientos aprendidos en clase y mejorar la enseñanza – aprendizaje de la materia. Los contenidos del trabajo esta dividido en 8 capítulos y 2 apéndices.

El Capítulo 1 se refiere a todos los criterios que se deben tener en cuenta en el diseño de presas; se hace una introducción a la temática, se dan las clasificaciones de las presas y se ven todos los aspectos que involucra el diseño de una presa.

El Capítulo 2 hace referencia a las redes de flujo y a la infiltración a través de presas de tierra complementando lo visto en mecánica de suelos.

El Capítulo 3 presenta como se realiza el control de infiltración a través de presas.

El Capítulo 4 se refiere a como se realiza el control de infiltración a través de los distintos tipos de fundaciones en presas.

El Capítulo 5 comprende el análisis de estabilidad y esfuerzos en presas de relleno, dándose una complementación al análisis de estabilidad de taludes visto en mecánica de suelos.

En el Capítulo 6 se dan criterios de protección de presas de tierra.

El Capítulo 7 hace referencia a los geosintéticos en presas de relleno, el uso de los cuales en los últimos tiempos se ha incrementando.

El Capítulo 8 se refiere a la seguridad de presas, la instrumentación y vigilancia que debe realizarse para que ésta sea segura.

La parte de Apéndice lleva las guías de manejo de programas computacionales que se utilizan en la materia para el análisis de estabilidad de taludes. El Apéndice A es del programa Slide y el B del programa Geo Studio respectivamente.

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	Página.
PRÓLOGO	xii
SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS.....	xv

CAPÍTULO 1- CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO DE PRESAS

1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 REQUERIMIENTO DE UN BUEN SITIO DE PRESA	3
1.3 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS.....	5
1.3.1 Presas Rígidas	5
1.3.2 Presas de terraplén o de relleno	6
1.4 COMPARACIÓN ENTRE PRESAS RÍGIDAS Y DE TERRAPLÉN	6
1.5 SELECCIÓN Y TIPOS DE PRESAS.....	7
1.5.1 Clasificación según el uso	9
1.5.2 Clasificación según el proyecto hidráulico.....	10
1.5.3 Clasificación según los materiales.....	10
1.5.4 Forma del valle y su fundación	13
1.5.5 Otros aspectos	15
1.6 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS DE TIERRA	17
1.6.1 Clasificación según el diseño	17
1.6.2 Clasificación según el método de construcción.....	20
1.7 FUNDACIONES DE PRESAS DE TIERRA.....	21
1.7.1 Fundación de roca	21
1.7.2 Fundación de arena gruesa, grava, arenas densas y gradadas.....	22
1.7.3 Fundación de arena fina, medias uniformes o limo	22
1.7.4 Fundación de arcilla	22
1.7.5 Fundación de capas delgadas impermeables en fundaciones permeables estratos con incremento de permeabilidad con la profundidad	22
1.7.6 Fundación de suelo orgánico	22
1.8 CAUSAS DE FALLA Y CRITERIOS PARA UN DISEÑO SEGURO	23
1.8.1 Causas de falla.....	23
1.8.2 Criterios de diseño.....	25
1.8.2.1 Rebosamiento y borde libre.....	25
1.8.2.2 Estabilidad.....	25
1.8.2.3 Control de infiltración	26

1.8.2.4 Protección de los taludes	26
1.8.2.5 Obras de desagüe y auxiliares	26
1.9 SECCIONES PRELIMINARES.....	26
1.10 PROGRAMA DE PLANEACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	28
1.10.1 Investigación de mapas	29
1.10.2 Investigación de la hidráulica e hidrológica	30
1.10.3 Investigación de la fundación y de los materiales de construcción	30
1.10.3.1 Fundaciones	31
1.10.3.2 Materiales para la construcción.....	34
1.10.4 Investigaciones geológicas y geotécnicas.....	36
1.10.5 Zonas de mayor importancia	39
1.10.6 Fuentes de información	39

CAPÍTULO 2 - REDES DE FLUJO, INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE PRESAS DE TIERRA

2.1 INTRODUCCIÓN.....	41
2.2 ASPECTOS TEÓRICOS.....	42
2.2.1 Ley de Darcy	44
2.2.2 Ecuación de continuidad de Laplace	48
2.2.3 Redes de flujo.....	49
2.2.3.1 Redes de flujo en cimentaciones	51
2.2.3.2 Redes de flujo en el cuerpo de la presa	53
2.3 DETERMINACIÓN DE LA LÍNEA DE CORRIENTE SUPERIOR.....	58
2.3.1 Método de A. Casagrande para la línea de corriente superior en una presa de tierra $\alpha=180^\circ$	58
2.3.2 Método de Casagrande – Línea de corriente superior para presas de tierra sin drenaje $\alpha<90^\circ$	62
2.3.3 Método de Casagrande – Línea de corriente en una presa de tierra <i>con pie de roca</i> $90^\circ < \alpha < 180^\circ$	66
2.3.4 Método de Schaffernak- Van Iterson – Línea de corriente superior cuando $\alpha < 30^\circ$	68
2.3.5 Método gráfico para determinar “a”	71
2.3.6 Método de A. Casagrande	72
2.4 ISOTROPÍA TRANSVERSAL	74
2.5 EJEMPLOS.....	77
2.5.1 Ejercicios propuestos.....	85

CAPÍTULO 3- CONTROL DE INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE PRESAS

3.1 EFECTOS ADVERSOS DE LA INFILTRACIÓN	87
3.1.1 Migración de partículas	88
3.1.2 Otros efectos.....	88
3.2 MÉTODOS DE CONTROL	88
3.3 PROVISIÓN DE UNA ZONA PERMEABLE O “CORE”	89
3.3.1 Selección del material del core.....	90
3.3.2 Determinación del espesor del core.....	93
3.3.3 Determinación de la posición del core en la presa	93
3.3.4 Eficiencia del núcleo o core	95
3.4 DISEÑO DE FILTROS DE TRANSICIÓN	95
3.4.1 Espesores mínimos de filtros.....	99
3.5 DRENAJE DE PRESAS.....	99
3.5.1 Talud de drenaje libre.....	100
3.5.2 Rock toe (pie de enrocamiento).....	101
3.5.3 Drenaje horizontal	101
3.5.4 Drenes tipo chimenea	104

CAPÍTULO 4 - CONTROL DE INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE FUNDACIONES

4.1 INTRODUCCIÓN	106
4.2 CIMENTACIÓN DE LAS PRESAS	106
4.2.1 Fundaciones impermeables	107
4.2.2 Fundaciones permeables.....	107
4.3 METODOS DE TRATAMIENTO	107
4.3.1 Determinación del contorno subterráneo de la presa.....	107
4.3.2 Tratamientos en cimentaciones de roca.....	111
4.3.3 Tratamiento en cimentaciones de grava y arena.....	112
4.3.3.1 Algunos tratamientos en cimentaciones de grava y arena	118
4.3.4 Tratamiento en cimentaciones de limo y de arcilla	119
4.3.4.1 Algunos tratamientos en cimentaciones de limo y arcilla	122

CAPÍTULO 5 - ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS EN PRESAS

5.1 CARGAS QUE ACTUAN SOBRE PRESAS	126
5.1.1 Generalidades.....	126

5.1.2 Secuencia de cargas actuantes	127
5.1.3 Conceptos de carga	130
5.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TERRAPLENES	131
5.2.1 Generalidades	131
5.2.2 Taludes de referencia	131
5.2.3 Recomendaciones en presas pequeñas	132
5.2.4 Análisis de estabilidad de taludes	134
5.2.4.1 Métodos para el análisis de estabilidad de taludes	136
5.2.5 Círculos de falla y mínimos factores de seguridad	147
5.2.6 Estados de análisis de estabilidad en una presa	147
5.2.7 Condiciones más desfavorables para el análisis	149
5.2.8 Valores recomendados de FS mínimos	151
5.2.9 Normas para la comprobación de la estabilidad de la presa de materiales sueltos	153
5.3 ANÁLISIS DEL ESFUERZO: FRACTURAMIENTO HIDRAULICO, AGRIETAMIENTO Y ANÁLISIS SÍSMICO	154
5.3.1 Análisis del esfuerzo	154
5.3.2 Fracturamiento hidráulico	154
5.3.3 Agrietamiento	156
5.3.4 Análisis sísmico	157
5.4 ASENTAMIENTO Y DEFORMACIÓN	157
5.4.1 Asentamiento	157
5.4.2 Deformación	159
5.5 ÍNDICES DE DESEMPEÑO PARA NÚCLEO DE RELLENOS TÉRREOS	159
5.6 EJEMPLOS	161

CAPÍTULO 6 - PROTECCIÓN DE PRESAS DE TIERRA

6.1 CRITERIOS GENERALES DE PROTECCIÓN Y MANTENIMIENTO	166
6.1.1 Criterios generales de protección	166
6.1.2 Mantenimiento e instrucciones de operación	167
6.2 ELEMENTOS Y SECCIONES ESPECIALES	169
6.2.1 Elementos principales de una presa de tierra	169
6.2.2 Presas de tierra homogénea	170
6.2.3 Presas zonadas con núcleo de tierra	171
6.2.4 Presas de pantalla	172
6.2.5 Otros elementos y secciones especiales	173
6.2.6 Protección de taludes	174

6.2.7 Borde libre.....	175
6.2.8 Rip –Rap.....	176
6.3 PLANIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN	177
6.3.1 Vertederos	177
6.3.2 Obras de desagüe.....	178
6.3.3 Desviación de ríos	179
6.3.4 Rastrillos	179
6.3.5 Drenaje interno	179
6.3.6 Galerías internas y pozos.....	180
6.4 MANTENIMIENTO POSTERIOR.....	180

CAPÍTULO 7- GEOSINTÉTICOS EN PRESAS DE RELLENO

7.1 GENERALIDADES	182
7.2 Funciones de los geosintéticos.....	184
7.2.1 Membranas impermeables (aguas arriba o internas)	184
7.2.2 Filtro y capas de drenaje (control de infiltración)	185
7.2.3 Refuerzo de tierra (estabilidad de taludes, etc.).....	186
7.2.4 Control de la erosión superficial (precipitación o desbordes limitados).....	187
7.2.5 Capas intermedias de separación.....	188
7.3 GEOTEXTIL	188
7.3.1 Clasificación de los geotextiles	189
7.3.2 Propiedades de los geotextiles.....	190
7.3.3 Método constructivo de geotextiles.....	193
7.4 MEMBRANA PEAD	193
7.4.1 Método constructivo de la membrana PEAD.....	194

CAPÍTULO 8 - SEGURIDAD DE PRESAS: INSTRUMENTACIÓN Y VIGILANCIA

8.1 INTRODUCCIÓN	199
8.2 INSTRUMENTACIÓN	200
8.2.1 Aplicación y objetivos.....	200
8.3 PARÁMETROS EN EL MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PRESAS	202
8.4 INSTRUMENTOS: PRINCIPIOS DE DISEÑO	204
8.5 INSTRUMENTOS: TIPOS Y PRINCIPIOS DE OPERACIÓN	205
8.5.1 Colimación, sedimentación y deformación externa.....	205
8.5.2 Presión de agua en los poros	206

8.5.3 Sedimentación interna y deformación	208
8.5.4 Esfuerzos internos	209
8.6 PLANEACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN	209
8.7 DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN	211
8.7.1 Péndulos	211
8.7.2 Medidores tridimensionales de juntas	212
8.7.3 Cabezales de drenes	212
8.7.4 Bases geodésico-topográficas para control de movimientos en coronación.....	213
8.7.5 Aforadores de filtraciones	214
8.7.6 Otros dispositivos de auscultación	214
8.8 ADQUISICIÓN Y MANEJO DE LA INFORMACIÓN.....	215
8.9 VIGILANCIA Y SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN	216
8.9.1 Inspección de seguridad de la presa	217
8.9.2 Auscultación.....	218

APÉNDICES

A. GUÍA DE MANEJO DEL PROGRAMA SLIDE v.5.0.....	224
B. GUÍA DE MANEJO DEL PROGRAMA GEOSTUDIO v.6.19 (Slope).....	261

ÍNDICE DE TABLAS

TABLAS	Página.
--------	---------

CAPÍTULO 1- CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO DE PRESAS

Tabla 1.1 Selección de la presa: características de cada tipo	15
Tabla 1.2 Detalles de mecanismos de falla de presas de relleno y medidas preventivas	24
Tabla 1.3 Causas de falla con su respectivo porcentaje de ocurrencia	25

CAPÍTULO 2 - REDES DE FLUJO, INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE PRESAS DE TIERRA

Tabla 2.1 Valores del coeficiente de permeabilidad	46
--	----

Tabla 2.2 Errores de los métodos para diferentes ángulos.....	73
Tabla 2.3 Permeabilidad en suelo anisotrópico.....	74

CAPÍTULO 3 - CONTROL DE INFILTRACIÓN A TRAVES DE PRESAS

Tabla 3.1 Características de suelos para núcleos	92
Tabla 3.2 R50 y R15 para materiales de filtros	98

CAPÍTULO 4 - CONTROL DE INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE FUNDACIONES

CAPÍTULO 5 – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS EN PRESAS

Tabla 5.1 Taludes recomendados para presas de tierra homogéneas sobre fundaciones estables.....	129
Tabla 5.2 Taludes recomendados para presas pequeñas de tierra de sección compuesta en fundaciones estables	130
Tabla 5.3 Factores mínimos de seguridad.....	148

CAPÍTULO 6 - PROTECCIÓN DE PRESAS DE TIERRA

CAPÍTULO 7 - GEOSINTÉTICOS EN PRESAS DE RELLENO

CAPITULO 8 - SEGURIDAD DE PRESAS: INSTRUMENTACIÓN Y VIGILANCIA

Tabla 8.1 Parámetros principales de monitoreo y su relación con defectos posibles.....	204
Tabla 8.2 Frecuencias de monitoreo representativas	215

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURAS	Página.
---------	---------

CAPÍTULO 1 - CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO DE PRESAS

Figura 1.1 Etapas en la apreciación del sitio de la presa y desarrollo del proyecto	8
Figura 1.2 Clasificación de las presas según los materiales más empleados	13
Figura 1.3 Ejemplos ilustrativos de tipo de presa con relación al perfil del valle.....	14

Figura 1.4 Presa homogénea.....	18
Figura 1.5 Presa zoneada	19
Figura 1.6 Presa de tierra y enrocado.....	20
Figura 1.7 Mecanismos y modos de falla de rellenos	23

CAPÍTULO 2 - REDES DE FLUJO, INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE PRESAS DE TIERRA

Figura 2.1 Carga de presión, carga de elevación y cargas totales para el flujo de agua a través de un suelo	42
Figura 2.2 Prueba de permeabilidad bajo carga constante	45
Figura 2.3 Prueba de permeabilidad bajo carga variable	46
Figura 2.4 Flujo bidimensional	47
Figura 2.5 Líneas equipotenciales y líneas de flujo	49
Figura 2.6 Elementos de una red.....	50
Figura 2.7 Filtraciones bajo la presa	51
Figura 2.8. a) Inicio de la tubificación; b) Avance de la tubificación. Colapso inminente	52
Figura 2.9 Condiciones de frontera en el problema: Flujo de agua a través de una presa de tierra	54
Figura 2.10 Condiciones de entrada de la línea de corriente superior en presas de tierra.....	55
Figura 2.11 Estudio de la condición de salida de la línea de corriente superior para $\alpha \leq 90^\circ$	56
Figura 2.12 Condiciones de salida de la línea de corriente superior en presas de tierra	57
Figura 2.13 Presa de tierra con drenaje horizontal $\alpha=180^\circ$	59
Figura 2.14 Puntos iniciales para el dibujo de la parábola base.....	59
Figura 2.15 Parábola base cuando $\alpha = 180^\circ$	61
Figura 2.16 Línea de corriente superior cuando $\alpha = 180^\circ$	61
Figura 2.17 Presa de tierra sin drenaje para $\alpha < 90^\circ$	63
Figura 2.18 Parábola base cuando $\alpha < 90^\circ$	63
Figura 2.19 Línea de corriente cuando $\alpha < 90^\circ$	65
Figura 2.20 Valores de $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ en función de α	66
Figura 2.21 Presa de tierra con pie de roca cuando $90^\circ < \alpha < 180^\circ$	66
Figura 2.22 Parábola base para una presa de tierra con pie de roca cuando $90^\circ < \alpha < 180^\circ$	66
Figura 2.23 Detalle de la línea de corriente superior cuando $90^\circ < \alpha < 180^\circ$	67
Figura 2.24 Línea de corriente superior cuando $90^\circ < \alpha < 180^\circ$	67
Figura 2.25 Determinación de la línea de corriente cuando $\alpha < 30^\circ$	69

Figura 2.26 Gráfica para determinar “a”	71
Figura 2.27 Esquema de la línea de corriente superior	72
Figura 2.28 Determinación de la línea de saturación en régimen laminar	73
Figura 2.29 Transformación de un elemento de flujo	76
Figura 2.30 a) Red de flujo con escala transformada b) Red de flujo retrazada con escala normal	76

CAPÍTULO 3 - CONTROL DE INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE PRESAS

Figura 3.1 Reducción de la cantidad de infiltración a través de la presa	89
Figura 3.2 Reducción de la cantidad de infiltración a través de la fundación	89
Figura 3.3 Posiciones del core en la presa	94
Figura 3.4 Envoltentes de granulometría o límites del material de filtro	97
Figura 3.5 Espesores mínimos de filtros en presas	99
Figura 3.6 Talón de enrocamiento	101
Figura 3.7 Espesores del dren y los filtros en un dren horizontal	103
Figura 3.8 Drenes tipo chimenea: Vertical, moderadamente inclinado e inclinado	103
Figura 3.9 Espesores del dren y los filtros en un dren vertical	104
Figura 3.10 Construcción del dren y los filtros con relación a los lados finos	104

CAPÍTULO 4 - CONTROL DE INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE FUNDACIONES

Figura 4.1 Esquema de delantales	108
Figura 4.2 Esquema de tablestacados	109
Figura 4.3 Esquema de dentellones	110
Figura 4.4 Manto impermeable	110
Figura 4.5 Esquema de inyecciones	115
Figura 4.6 Esquema de drenajes	117
Figura 4.7 Cimentación permeable poco profunda	118
Figura 4.8 Cimentación permeable de profundidad intermedia	119
Figura 4.9 Cimentación permeable profunda	119
Figura 4.10 Tratamiento para un estrato de arcilla de altura moderable	122
Figura 4.11 Reductores de presión	123
Figura 4.12 Estrato superior impermeable atravesado por una zona de drenaje	124
Figura 4.13 Pozo de drenaje	124
Figura 4.14 Proyecto de una cimentación de grano fino	125

CAPÍTULO 5 - ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y EFUERZOS EN PRESAS

Figura 5.1 Esquema de las principales cargas: perfil de una presa de gravedad.....	128
Figura 5.2 Esquema de las fuerzas internas: presa de relleno.....	130
Figura 5.3 Variación de los parámetros de estabilidad de relleno durante la construcción y la operación.....	137
Figura 5.4 Análisis de estabilidad: esquemas de superficie de falla	138
Figura 5.5 Esquema de superficie de falla	140
Figura 5.6 Esquema de división de slices	142
Figura 5.7 Esquema de las fuerzas que actúan en un slice.....	143
Figura 5.8 Superficie de falla en arco no circular	146
Figura 5.9 Curvas de cimentación $m\alpha = \cos \alpha [1 + (\tan \alpha \tan \phi') / F]$	146
Figura 5.10 Determinación del factor de seguridad mínimo con las curvas de nivel de FS	147

CAPÍTULO 6-PROTECCIÓN DE PRESAS DE TIERRA

Figura 6.1 Elementos principales de una presa de tierra.....	169
Figura 6.2 Morfología esquematizada de presas de tierra homogéneas	171
Figura 6.3 Morfología esquematizada de presas de tierra zonadas	172
Figura 6.4 Morfología esquematizada de presas con pantallas	173

CAPÍTULO 7- GEOSINTÉTICOS EN PRESAS DE RELLENO

Figura 7.1 Colocación de geomembrana impermeable de PVC en presa de terraplén (Castreccioni Italia).	183
Figura 7.2 Membrana impermeable en presa de terraplén	185
Figura 7.3 Filtro de geotextil en un drenaje	185
Figura 7.4 Construcción de una capa de drenaje con geosintético.....	186
Figura 7.5 Geosintético para control de erosión aguas abajo en presa de terraplén	187
Figura 7.6 Clasificación de los geotextiles según su fabricación	189
Figura 7.7 Colocación del geotextil en un terraplén	193
Figura 7.8 Colocación de la membrana PEAD en un terraplén	194
Figura 7.9 Preparación de la superficie donde se va a colocar la membrana PEAD	195
Figura 7.10 Preparado de la membrana PEAD para la soldadura.....	196
Figura 7.11 Sellado y control de la membrana PEAD	196
Figura 7.12 Colocación de geotextil y membrana PEAD	197

CAPÍTULO 8 - SEGURIDAD DE PRESAS: INSTRUMENTACIÓN Y VIGILANCIA

Figura 8.1 Piezómetro de tipo de tubo vertical de Casagrande utilizado en perforaciones.....	206
Figura 8.2 Piezómetro hidráulico de tipo Bishop de tubería gemela	207
Figura 8.3 Esquema representativo de la instrumentación.....	211
Figura 8.4 Péndulo inverso	212
Figura 8.5 Medidor de juntas electromecánico	212
Figura 8.6 Cabezal de dren	213
Figura 8.7 Mira fija.....	214
Figura 8.8 Aforador	214

PRÓLOGO

Este texto está basado en los contenidos de la materia de Obras Hidráulicas II de la carrera de Ingeniería civil de la Universidad Mayor de San Simón. En nuestro medio la variedad de libros e información que se dispone sobre partes específicas de la materia no es grande, además ningún texto cubre la materia con la amplitud y profundidad requerida, en consecuencia se escribió este texto basado en los contenidos mínimos de la materia.

El agua es uno de los recursos naturales más importantes en la tierra. Todas las personas, animales y plantas, requieren de agua para su subsistencia y desarrollo.

Durante los últimos tiempos la humanidad cada vez en forma más intensa se encuentra sometida a fenómenos locales y periódicos relacionados con hambre y migración, esto producto principalmente de la falta de disponibilidad general de abastecimiento de agua fresca a nivel temporal y espacialmente apropiada, siendo entonces importante métodos para regular ello desde las demandas de la humanidad y que tengan impactos en los estándares de vida necesarios.

El aún permanente crecimiento a gran escala de la población, sumado a demandas de desarrollo económico hace necesario el uso de todas las fuentes disponibles de agua en todas partes del mundo, razón por la cual, la seguridad y economía en el diseño de las presas, como un instrumento, para almacenar durante los periodos de excedencia en los ríos se ha asumido como un gran reto y tarea para los ingenieros, en la contribución y misión de apoyo al desarrollo de los países.

La ingeniería hidráulica, particularmente en su tratamiento de diseño de presas, es una ciencia que involucra y se encuentra relacionada con una gran variedad de tareas de planificación, diseño, operación, mantenimiento y control.

Es imprescindible que en la culminación de la formación académica del Ingeniero Civil con mención Hidráulica y/o Sanitaria, este disponga de criterios que le permitan identificar y analizar las bases conceptuales en proyectos orientados al uso óptimo y aprovechamiento racional de los recursos hídricos, donde el rol de las presas es fundamental para que desde la ingeniería se satisfagan las demandas de estos recursos a diversos usuarios y beneficiarios. Ello implica entonces el disponer de habilidades para aplicar herramientas mínimas orientadas al proceso de una presa.

Bolivia es un país cuya geomorfología cambiante a lo largo de su territorio varia e involucra desde zonas de alta montaña (sector andino) hasta regiones de pendiente suave (sector amazónico), donde la importancia y el rol de una adecuada planificación y aprovechamiento de sus recursos hídricos juega un papel estratégico para su desarrollo económico, social y ambiental, principalmente en los temas relacionados con el desarrollo productivo rural a partir de una agricultura con agua pertinente y oportuna.

En este marco, el facilitar al estudiante bases teóricas y conceptuales relacionadas con la hidráulica de presas, son parte esencial de esta adscripción, esto para poder realizar la formación integral del ingeniero civil boliviano comprometido con el desarrollo sostenible de la nación, para que así estos caractericen el comportamiento y disponibilidades de los sistemas hídricos a nivel de sus potencialidades y debilidades en el país.

El presente trabajo para la asignatura de Obras Hidráulicas II de la mención Sanitaria e Hidráulica de la carrera de Ingeniería Civil es una herramienta que sirve como medio inmediato de consulta al estudiante, con el fin de afianzar los conocimientos aprendidos en clase, mejorar y modernizar la enseñanza – aprendizaje de la materia.

El presente trabajo se realizó mediante el uso de bibliografía clasificada, la consulta a internet y con la experiencia del docente de la materia. El presente texto no está diseñado como un manual de diseño, de modo que se debe tener muy en cuenta el criterio ingenieril.

El objeto principal del presente trabajo es de suministrar un texto a los estudiantes para aclarar las posibles dudas que tengan sobre la materia y además permitir la formación de valores, la acumulación de conocimientos y habilidades, de modo que estos proyecten obras empleando métodos seguros y económicos, respondan a nuevas exigencias científico tecnológicas del contexto internacional y las hagan aplicables a nuestro medio. Igualmente esperamos que investigadores, docentes e ingenieros encuentren el texto de interés y útil como una fuente de referencia.

En este libro se dan instrucciones, normas y procedimientos para utilizarse en el proyecto de presas pequeñas. Llamaremos presas pequeñas a las que tengan alturas que no excedan de 50 pies arriba del lecho de la pendiente, es decir aproximadamente una altura de 15m.

Sabiendo las limitaciones de los gastos para estudios de ingeniería que no se justifican para las presas pequeñas, se hace hincapié en la eficiencia y en los procedimientos relativamente baratos que se deben emplear para determinar los datos de proyecto. Se dan procedimientos simplificados para evitar las complicaciones y las investigaciones especiales que requieren las presas grandes. Se utilizan factores de seguridad adecuados, pero no muy conservadores.

Como respuesta a las sugerencias recibidas, así como para responder a algunos de los nuevos desarrollos en el campo, nuevos capítulos se adicionaron y ciertas partes de la materia se ampliaron.

AUTORES.

SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

En la siguiente lista se da el significado de las letras empleadas en este texto.

A, a	área, segmento
D, d	diámetro, distancia
e	espesor
E_H	eficiencia de cabeza
E_Q	eficiencia del flujo
F, FS	factor de seguridad
H, h	altura de carga, altura o profundidad, altura o carga presión, pérdida, diferencial o carga de agua
i	gradiente hidráulico
IP	índice de plasticidad
k	coeficiente de permeabilidad
L	longitud, ancho
N_f	número de canales de flujo
N_d	número de caídas equipotenciales
P	Fuerza
Q, q	caudal
Re	número de Reynolds
t	tiempo, espesor
v, V	velocidad de descarga, velocidad del flujo
x	distancia
y	profundidad distancia
z	coordenada, profundidad

α	(alfa)	ángulo
β	(beta)	ángulo
γ	(gama)	esfuerzo, peso específico
Δ	(delta)	término correctivo del flujo
ϕ	(fi)	potencial, diámetro
μ	(mu)	pensión o esfuerzo cortante
ν	(nu)	viscosidad cinemática del agua
σ	(tau)	esfuerzo total
τ	(tau)	tensión o esfuerzo cortante

CAPÍTULO 1

CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO DE PRESAS

1.1 INTRODUCCIÓN.

El agua es el recurso natural más importante de la tierra. Durante mucho tiempo se pensó que el agua era un recurso infinito de poca importancia y nunca se pensó que esta amenazaría con faltar algún día. Hoy en todas las partes del mundo el agua se convierte en el líquido máspreciado y necesitado.

El agua es el elemento fundamental para la subsistencia del hombre, los animales y las plantas. El gran aumento de la población, el desarrollo industrial, energético, agropecuario, terrestre y las necesidades domésticas son factores que han coincidido a que el agua sea considerada como una de las sustancias más complicadas y difíciles de obtener en un estado limpio. El agua es considerada como uno de los recursos más importantes que nos brinda la naturaleza para el desarrollo económico.

El aprovechamiento racional de los recursos hídricos y el uso óptimo llevó al hombre a determinar la gran importancia de las presas.

Dado que entre los ciclos hidrológicos y las necesidades humanas generalmente no existe coincidencia, el hombre ha concebido las presas para neutralizar esta diferencia. Dando así seguridad y economía en la dotación y el aprovechamiento hídrico.

Una presa es una estructura que se interpone a una corriente de agua para embalsarla y/o desviarla para su posterior aprovechamiento o para proteger una zona de sus efectos dañinos.

Las funciones de una presa son:

- a) Conservación: interceptar la escorrentía y almacenar en época de lluvias, para su utilización durante el periodo de estiaje.
- b) Control de crecidas: regulación de las crecidas a través del almacenamiento de los picos para posteriormente liberar gradualmente.

Los motivos principales para construir presas son concentrar el agua de una cuenca hidrológica que confluye a un río, en un sitio determinado, lo que permite producir energía para generar electricidad, regular el agua, dirigirla hacia canales y sistemas de abastecimiento, aumentar la profundidad de los ríos para hacerlos navegables, controlar el caudal de agua durante los periodos de inundaciones y sequía, y crear pantanos para actividades recreativas.

Una presa debe ser impermeable, las filtraciones a través o por debajo de ella deben ser controladas al máximo para evitar la salida del agua y el deterioro de la propia estructura. Debe estar construida de forma que resista las fuerzas que se ejercen sobre ella. Estas fuerzas que los ingenieros deben tener en cuenta son: la gravedad (que empuja a la presa hacia abajo) la presión hidrostática (la fuerza que ejerce el agua contenida), la presión hidrostática en la base (que produce una fuerza vertical hacia arriba que reduce el peso de la presa), la fuerza que ejercería el agua si se helase, y las tensiones de la tierra, incluyendo los efectos de los sismos.

Además, la presa debe contar con obras complementarias que permitan el paso del agua no embalsada y con estructuras de toma para captar y entregar el agua embalsada a los usuarios del sistema.

Hasta en los tiempos modernos todas las presas de tierra se proyectan con procedimientos empíricos y la literatura de ingeniería está repleta de relatos de las fallas. El rápido avance de la mecánica de suelos, a dado por resultado el desarrollo de procedimientos de proyectos muy mejorados para las cortinas de tierra, estos procedimientos constan de investigaciones previas de las cimentaciones y del estudio de los

materiales de construcción; aplicación de los conocimientos y técnicas de la ingeniería al proyecto; y métodos de construcción cuidadosamente proyectados y controlados.

En un contexto internacional, la utilización apropiada y oportuna de los recursos hídricos sigue siendo una de las contribuciones más vitales del ingeniero civil a la sociedad.

Cada presa es una estructura única. Independientemente de su tamaño y tipo, su respuesta a las cargas y su relación interactiva con la hidrología y la geología del sitio son de gran complejidad. Por esto, y como reflejo de la naturaleza más o menos indeterminada de muchas de las variables de diseño más importantes, la ingeniería de presas no es una ciencia formal y definida. Tal como se practica, es una actividad de gran especialización que se nutre de muchas disciplinas científicas y las equilibra teniendo en cuenta un elemento bastante importante: el criterio ingenieril. Por tanto, la ingeniería de presas es un campo con grandes retos y esfuerzos.

1.2 REQUERIMIENTO DE UN BUEN SITIO DE PRESA.

Un sitio satisfactorio para un embalse debe cumplir ciertos requisitos funcionales y técnicos. La conveniencia funcional de un sitio se rige por el balance entre sus características naturales específicas y el propósito del embalse.

Los requerimientos básicos del lugar para poder emplazar una presa son:

- La zona debe tener una topografía tipo “cuello de botella”.
- La garganta debe ser estrecha y el embalse amplio.

De la longitud, altura de la presa e hidrología depende el realizar una obra que sea económica. La topografía en gran parte dicta la primera elección del tipo de presa.

La elección del tipo de presa debe estar precedida de una comparación de soluciones posibles, en su triple aspecto estructural, hidráulico y económico.

Entre otros aspectos que se deben tener en cuenta respecto al sitio de la presa son:

- a) **Fundación:** La fundación dependerá de la forma del valle donde este ubicado la presa. La calidad de la cimentación se determina por la estabilidad, la capacidad portante, la deformabilidad y la impermeabilidad efectiva. Todos estos aspectos se valoran con respecto al tipo y el tamaño de la presa propuesta.
- b) **Disponibilidad de materiales:** Los diferentes tipos de materiales necesarios para la construcción de presas deberán encontrarse en la cantidad necesaria y a una distancia razonable, además estos materiales deberán ser de calidad. La eliminación o reducción de los gastos de transporte de materiales reduce considerablemente el costo total de la obra brindándonos economía en la realización del proyecto. En especial la presa debe de proyectarse para utilizar al máximo los materiales más económicos que se dispongan, incluyendo el material que debe de excavar para su cimentación y para las estructuras auxiliares. Cuando el volumen de estos conceptos constituye una porción apreciable del volumen total, puede influir considerablemente en el proyecto de la presa.
- c) **Vertedero:** El vertedero deberá poder ubicarse de acuerdo a la topografía, la conexión al río aguas abajo y a la distancia disponible. Además se deberá tener en cuenta las excavaciones que se deberán realizar y si es que acaso se deberá realizar algún túnel.
- d) **Orillas superiores y vasos no infiltrables:** La máxima curva de nivel deberá ser lo más uniforme posible esto para evitar rellenos los cuales involucran un costo adicional. El vaso deberá ser impermeable, para no estar expuesto a filtraciones, no deberán existir fallas geológicas y tampoco la presencia de túneles.

- e) **Área de inundación:** Respecto al área de inundación deberá hacerse el análisis del costo en lo que respecta al uso de tierras con respecto al beneficio que se conseguirá y deberá verse si realmente se justifica la realización del proyecto. Además se verá los usos potenciales que se da al área de inundación, los aspectos sociales y ambientales que involucra la inundación de esta área, para lo cual deberán hacerse los estudios apropiados. Se debe añadir una evaluación anticipada de los impactos ambientales, ocasionados por la construcción y operación de la presa.
- f) **Transporte, acceso e instalación de faenas:** El proyecto considerará, en sus líneas generales, los accesos para la construcción y conservación de la presa, deberá verse las conexiones necesarias.

1.3 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS.

Los embalses se pueden clasificar fácilmente de acuerdo con su propósito principal, es decir, irrigación, suministro de agua, generación hidroeléctrica, regulación de ríos, control de inundaciones, etc. Los tipos de presas son numerosos y sus clasificaciones, a menudo son definidas con menor claridad.

Dependiendo de los principales materiales de construcción utilizados, es posible hacer una amplia clasificación inicial en dos grupos:

- Presas rígidas.
- Presas de terraplén o de relleno.

1.3.1 Presas Rígidas.- ¹Se construyen con materiales macizos como hormigón, mampostería y acero. Los taludes de los paramentos son diferentes, en general muy fuertes aguas abajo y casi verticales aguas arriba. Estas presas tienen perfiles relativamente esbeltos según el tipo y están diseñadas generalmente a flexión.

¹ Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.

Dentro de estas se encuentran las presas de gravedad, arco, y de contrafuerte, los cuales pueden ser de losa plana, tipo ambursen o contrafuerte con pantalla plana y arcos múltiples respectivamente.

1.3.2 Presas de terraplén o de relleno.- Se construyen con terraplenes de suelo o enrocados. Las pendientes de los paramentos aguas arriba y aguas abajo son similares y con un ángulo moderado, lo que produce una sección ancha y un volumen de construcción grande con respecto a su altura.

Están diseñadas a la resistencia de corte y a la estabilidad. Son de tierra si el diámetro de los materiales es menor a 75 mm, enrocado si el diámetro de los materiales es mayor a 75 mm y compuestas si tienen los dos tipos de material.

Las presas de terraplén son más numerosas debido a razones técnicas y económicas, y representan alrededor de 90% de todas las presas construidas.

Las presas de terraplén o relleno son más antiguas y de concepción estructural más simple, utilizan materiales disponibles localmente y sin tratamiento. A medida que fueron evolucionando, las presas de terraplén fueron demostrando su adaptabilidad a una gran variedad de sitios y circunstancias, desde valles anchos hasta cañadones con laderas relativamente pendientes.

1.4 COMPARACIÓN ENTRE PRESAS RÍGIDAS Y DE TERRAPLÉN.

CARACTERÍSTICA	TERRAPLÉN	RÍGIDAS
1. Fundación.	No muy rigurosa. Se adapta a un rango amplio de condiciones de cimentación.	Rigurosa y es función del tipo. Generalmente se requiere roca competente de cimentación, que sea accesible y a una profundidad adecuada (<5m)
2. Materiales.	Materiales locales, poco transporte (bancos de préstamo cercanos)	Materiales procesados, de calidad y en cantidad, transporte distante y almacenamiento adecuado.

3. Diseño.	Diseño flexible en extremo y se acomoda con facilidad a diferentes materiales de relleno.	Diseño estricto, función del material a usar.
4. Construcción.	Por etapas, económicos y se puede prolongar su vida útil. Proceso de gran mecanización y continuo.	Dificultad en etapas, mano de obra especializada e intensiva, discontinuidad en la construcción, equipos. Mayores requerimientos.
5. Costo.	Más baratas por unidad de longitud. Costo total incluye trabajos adicionales, obras anexas separadas.	Más caras por unidad de longitud que las de relleno.
6. Desvío del río.	Alto costo por evitar crecidas durante la construcción (over topping).	Bajo costo por el tipo de sección, crecidas se desvían por un sector de la presa.
7. Vertedero.	Alto costo, no se puede incorporar a la presa (por el tipo de unión).	Menos costoso, se puede incorporar en la presa, pero debe controlarse la erosión aguas abajo y la socavación bajo la presa.
8. Salidas y compuertas.	Gran problema, no se pueden incorporar por el efecto de vibración que producen.	Se pueden incorporar de manera fácil y segura en cámaras o galerías dentro la presa.
9. Casa de máquinas	Se localiza independiente de la presa	Se incorpora dependiente del vertedero.
10. Fallas	Más casos registrados. Si se diseñan de manera adecuada no se exponen a fraccionamientos serios ni posibles fallas.	Menos casos registrados. Tienen gran habilidad para soportar perturbaciones sísmicas sin colapsos catastróficos
11. Mantenimiento	Mayor cuidado y frecuencia.	Menor cuidado después de la construcción.

1.5 SELECCIÓN Y TIPOS DE PRESAS.

En la práctica se han desarrollado diferentes tipos de presas, y en cada caso particular se selecciona el tipo de presa que mejor se acomode a las condiciones locales, tales como altura de la presa, acondicionamiento, facilidades de acceso de la zona, cimentación que se requiere, costo, transporte de materiales y a la seguridad.

Las principales etapas que involucran la valoración de un sitio y que conducen a la selección óptima del sitio y tipo de presa se indican esquemáticamente en la figura 1.1.

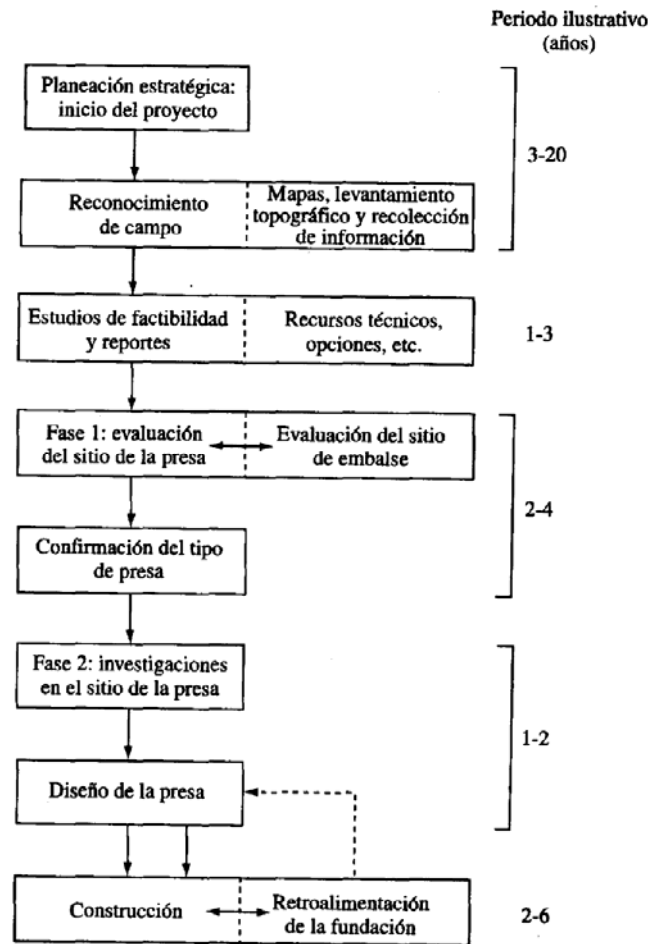


Fig. 1.1: Etapas en la apreciación del sitio de la presa y desarrollo del proyecto
(Fuente: Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri)

El objetivo en la planeación de proyectos es la determinación de su viabilidad. Las razones que se deben tener en cuenta siempre para seleccionar un tipo de proyecto son:²

- Que el proyecto de una solución a una necesidad social o económica presente o futura;
- Que el proyecto corresponda al fin que se persigue en forma conveniente;
- Que los servicios que se esperan obtener por medio del proyecto justifiquen su costo.

A continuación se detallan cuatro consideraciones de gran importancia en la selección del tipo de presa:

² Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior, Bureau of reclamation.

- **Gradiente hidráulico:** El valor nominal del gradiente hidráulico “ i ” para infiltración bajo, alrededor o a través de la presa, varía por lo menos en un orden de magnitud de acuerdo con el tipo de presa.
- **Esfuerzo en la cimentación:** Los esfuerzos nominales transmitidos a la cimentación varían bastante con el tipo de presa.
- **Deformación de la cimentación:** Ciertos tipos de presas se acomodan mejor sin un daño severo, a deformaciones y asentamientos significativos en la cimentación.
- **Excavación de la cimentación:** Consideraciones económicas establecen que los volúmenes de excavación y la preparación de la cimentación deben minimizarse.

Las presas se pueden clasificar en un número de categorías diferentes que dependen del objeto de la función. Pero es conveniente considerar tres amplias clasificaciones de acuerdo con: el uso, el proyecto hidráulico o los materiales que forman la estructura.³

1.5.1 Clasificación según el uso.- Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función más general que van a desempeñar, pueden ser:

- **Presas de almacenamiento:** Son realizadas para interceptar la escorrentía en época de lluvias y almacenar para su utilización durante el periodo de estiaje.
Los periodos de almacenamiento pueden ser: estacionales, anuales o más largos. Son realizadas generalmente para: abastecimiento de agua potable, recreación, cría de peces y animales salvajes, vida silvestre, generación de energía hidroeléctrica, riego, etc.
- **Presas de derivación:** Se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria (altura) para desviar el agua a zanjias, tomas, canales u otros sistemas de conducción. Son construidas con el fin de desarrollar el riego.

³ Diseño de presas pequeñas. United States Departament of the Interior, Bureau of reclamation.

- **Presas de retención o reguladoras:** Sirven para regular y retardar las crecidas o avenidas a través del almacenamiento temporal de los picos, para posteriormente liberar gradualmente y así minimizar los efectos dañinos, esto para evitar excesos en la capacidad de conducción. También nos permiten la infiltración a taludes permeables, fundaciones y la recarga de acuíferos. Se usa también para atrapar sedimentos, a menudo a éstas se les llama presas para arrastres.

1.5.2 Clasificación según el proyecto hidráulico.- Según el proyecto hidráulico las presas pueden ser:

- **Presas vertedoras:** Se proyectan para descargar sobre sus coronas, es decir transportan caudales por su cresta o la del vertedero. Deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas, están realizadas generalmente de hormigón.
- **Presas no vertedoras:** Son las que se proyectan para que no rebase el agua por su corona, este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales. Sirven para evitar las sobre elevaciones y están realizadas generalmente de tierra y enrocados.

1.5.3 Clasificación según los materiales.- Según los materiales que forman la estructura y el tipo básico de proyecto, pueden ser:

- **Presas de tierra:**⁴ Una presa puede denominarse de relleno de tierra si los suelos compactados representan más de 50% del volumen colocado de material. Una presa de relleno de tierra se construye principalmente con suelos seleccionados cuidadosamente para la ingeniería, de compactación uniforme e intensiva en capas más o menos delgadas y con un contenido de humedad controlada. Constituye el tipo de presa más común porque en su construcción intervienen materiales en su estado natural que

⁴ Estructuras Hidráulicas. P. Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.

requieren el mínimo de tratamiento, además los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos.

- **Presas de enrocado:** ⁴La sección de las presas de enrocado incluye un elemento impermeable discreto de relleno de tierra compactada, concreto esbelto o una membrana bituminosa. La designación como “presa de enrocado” es apropiada cuando más de 50% del material de relleno se pueda clasificar como roca, es decir, material friccional de granulometría gruesa. Se utiliza la roca para dar estabilidad a la membrana impermeable.

La práctica moderna es especificar un enrocado bien gradado, de alta compactación en capas bien delgadas mediante un equipo pesado. En esencia, el método de construcción es por tanto similar al de una presa de relleno de tierra.

Las presas de enrocamiento requieren cimentaciones que no estén sujetas a asentamiento de magnitudes suficientes para romper la membrana impermeable, las únicas cimentaciones adecuadas por lo general son la roca o la arena compactada y la grava.

- **Presas de hormigón tipo gravedad:** ⁵ Una presa de gravedad depende por completo de su propio peso para su estabilidad.

Su perfil es en esencial triangular (geometría que se indica en la figura 1.2 b.) para asegurar estabilidad y evitar esfuerzos excesivos en la presa o su cimentación.

Algunas presas de gravedad son ligeramente curvas por razones estéticas o de otro tipo, sin confiar en la acción del arco para su estabilidad. Cuando se introduce deliberadamente un pequeño grado de acción de arco en el diseño, permitiendo un perfil mucho más delgado, debe emplearse el término de presa de arco-gravedad.

⁵ Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición.

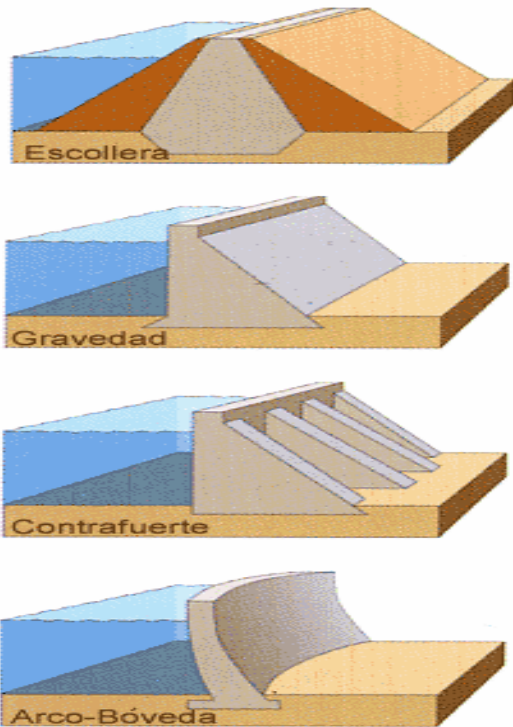
- **Presas de hormigón del tipo contrafuerte:** ⁵El concepto estructural de las presas de contrafuerte consiste en un paramento continuo aguas arriba soportado a intervalos regulares por contrafuertes aguas abajo. Las presas de contrafuerte macizo o de cabeza sólida, son las variantes modernas más notables de este tipo y, para propósitos conceptuales, pueden considerarse como una versión aligerada de la presa de gravedad.

- **Presas de hormigón del tipo arco:** ⁵Las presas de arco tienen una considerable curvatura aguas arriba. Estructuralmente trabajan como un arco horizontal, transmitiendo la mayor parte de la carga de agua a los estribos o laderas del valle y no al lecho del valle.

Un arco relativamente simple, es decir, sólo con curvatura horizontal y un radio constante aguas arriba, en términos estructurales es más eficiente que las presas de gravedad o las de contrafuerte, al reducir de manera considerable el volumen de concreto requerido. Una derivación particular de la presa de arco simple es la presa de bóveda o arco de doble curvatura, es la más sofisticada de las presas de concreto y su estructura es en esencia un domo o concha, sumamente económica en concreto.

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

- **Otros:** Se han construido presas de otros tipos aparte de los mencionados, pero la mayor parte satisfacen requisitos poco usuales o son de naturaleza experimental, estos pueden ser de acero, madera, compuestas, etc.



(a) **De tierra o escollera**, con un núcleo de material arcilloso, que a veces es tratado químicamente o con inyecciones de cemento.

(b) **De gravedad**, que retienen el agua gracias al tipo de materiales empleados, como mampostería u hormigones.

(c) **De contrafuerte**, formadas por una pared impermeable situada aguas arriba, y contrafuertes resistentes para su estabilidad, situados aguas abajo.

(d) **De arco-bóveda**, que aprovechan el efecto transmisor del arco para transferir los empujes del agua al terreno.

Fig. 1.2: Clasificación de las presas según los materiales mas empleados.

1.5.4 Forma del valle y su fundación.- Con respecto a la excavación de la cimentación los desestímulos económicos de una excavación excesiva, particularmente en una presa de concreto son evidentes. Es por esto que se debe tomar muy en cuenta en la selección del tipo de presa la forma del valle y su fundación.

La situación de un valle ancho con depósitos profundos de morrena⁶, o aluviales⁷, se ilustra en la figura 1.3 (a). Consideraciones sobre la deformación de la cimentación y profundidad de la excavación requerida favorecen las presas de relleno de tierra.

La disponibilidad de una roca de calidad a poca profundidad, sin embargo, como se muestra en la figura 1.3 (b), favorece a las presas de enrocado o, alternativamente, a las de gravedad o a las de contrafuerte. La disponibilidad del enrocado y, por consiguiente su costo, determinará la selección final.

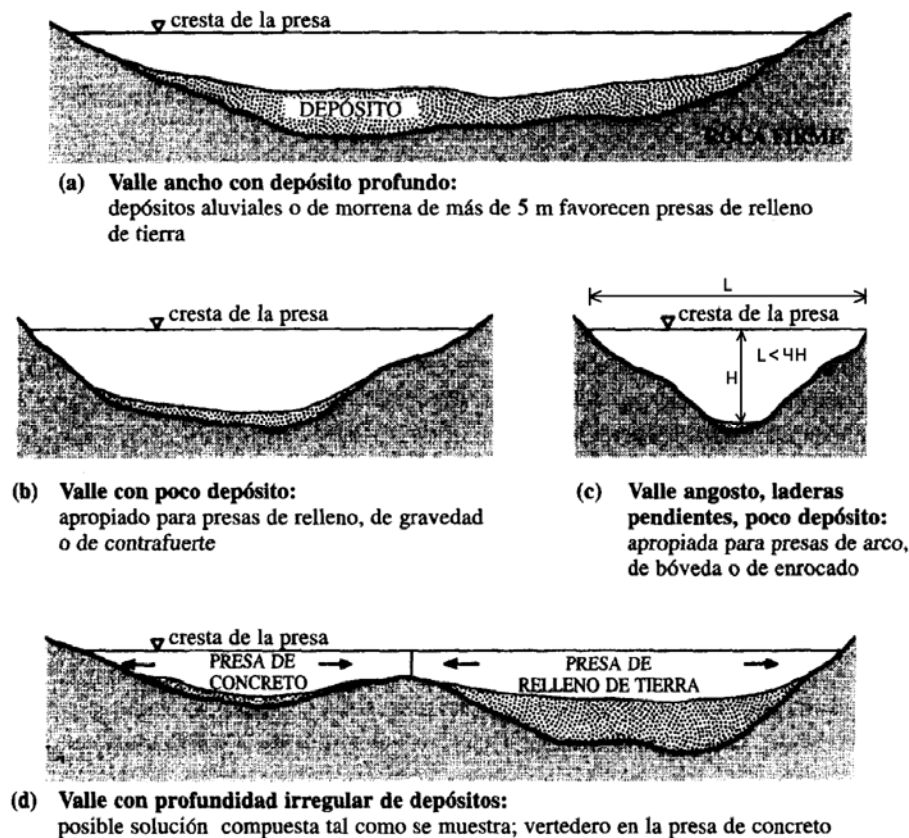
⁶ Montón de piedras y barro acumulados por un glaciar.

⁷ Sedimento arrastrado por las lluvias o las corrientes

Un valle angosto con lados muy pendientes en una roca sólida como se ilustra en la figura 1.3 (c), puede ser apropiado para una presa de arco o bóveda siempre y cuando tenga estribos de buena calidad. La relación del ancho a la altura debe ser $L < 4H$, consideraciones económicas pueden, sin embargo, sugerir una alternativa de presa de enrocado.

La situación, que se muestra en la figura 1.3 (d), de depósitos profundos en la mitad de la sección, sugiere la solución compuesta mostrada. La presa de relleno de tierra se construye donde los depósitos profundos son considerables, y el vertedero se acomoda convenientemente en la sección de una presa de gravedad donde la profundidad de excavación requerida es razonable.

La figura 1.3 debe estudiarse junto con la tabla 1.1, la cual resume las características de los tipos de presas en el contexto de la selección del tipo.



*Fig. 1.3: Ejemplos ilustrativos de tipo de presa con relación al perfil del valle.
(Fuente: Adaptado de Estructuras Hidráulicas. P. Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)*

Tipo	Notas y características
Relleno De tierra De enrocado	Apropiada para cimentaciones en rocas o para suelos en valles anchos, puede aceptar asentamientos diferenciales limitados dado un núcleo relativamente ancho y plástico. Se requieren rastrillos para horizontes más sólidos, es decir, menos permeables. Esfuerzos de contacto bajos. Requiere diversas clases de materiales, por ejemplo, para el núcleo, para las zonas de los espaldones, para los filtros internos, etcétera. Preferible en cimentaciones de roca; puede aceptar calidad variable y meteorización limitada. Se requieren rastrillos para horizontes sólidos. El enrocado es apropiado para colocar en todo tipo de climas. Requiere material para el núcleo, filtros, etcétera.
Concreto De gravedad De contrafuerte De arco y bóveda	Apropiada para valles anchos, siempre y cuando la excavación en la roca sea menor de 5 m. Meteorización limitada de la roca es aceptable. Hay que verificar discontinuidades en la roca con respecto al deslizamiento. Esfuerzos de contacto moderados. Requiere llevar concreto al sitio de la obra. Como la presa de gravedad, pero con esfuerzos de contacto más altos, requiere una roca firme. Ahorro relativo de concreto con respecto a las presas de gravedad entre 30% y 60%. Apropiada para cañones angostos, sujeta a roca firme o uniforme con una resistencia alta y con deformación limitada en su cimentación y, de manera especial, en los estribos. Carga alta en los estribos. El ahorro de concreto con respecto a la presa de gravedad está entre 50% y 85%.

Tabla 1.1: Selección de la presa: características de cada tipo.
(Fuente: Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

Factores de importancia particular relacionados con un sitio específico pueden influenciar en parte la escogencia del tipo de presa. Por ejemplo, las condiciones de un valle con laderas muy fuertes puede favorecer una presa de relleno de tierra, pero el vertedero y el tamaño del canal requerido pueden ser desproporcionadamente costosos para construirlos al costado de la presa. En este caso, un balance económico podría inclinarse a favor de una presa de gravedad con un vertedero de cresta, si la profundidad de depósitos aluviales no fuera excesiva.

1.5.5 Otros aspectos.- La selección del tipo de presa se debe hacer también de acuerdo a:

- **La topografía:** En gran parte dicta la primera elección del tipo de presa.

- **La geología y condición de fundación:** La cimentación limitara la elección del tipo en cierta medida, aunque estas limitaciones se modifican con frecuencia al considerar la altura de la presa propuesta.
- **La disponibilidad de material:** La eliminación o reducción de los gastos de acarreo de los materiales de construcción, especialmente de los que se utilizan en grandes cantidades, reducirán considerablemente el costo total de la obra. El tipo más económico de presa será con frecuencia aquél para el que se encuentren materiales en suficiente cantidad y dentro de distancias razonables del lugar.
- **La hidrología:** La disponibilidad de agua en gran parte influirá en el tipo de presa a construir.
- **El tamaño y situación del vertedero:** Con frecuencia el tamaño, tipo, las restricciones naturales y la localización del vertedero serán el factor decisivo en la elección del tipo de presa.
- **Los sismos:** Si una presa queda en un área que está sujeta a temblores, el proyecto deberá tomar en cuenta el aumento de las cargas y de los esfuerzos, ya que de acuerdo a esto deberá escogerse la presa que mejor se adapte a estos aumentos.
- **El propósito y costo-beneficio:** Considerando el propósito de la construcción de una presa, con frecuencia se deduce el tipo más adecuado. Pocos lugares existen en los que es imposible construir una presa que sea segura y útil, pero en muchos casos las condiciones que prevalecen en el emplazamiento aumentan el costo hasta sobrepasar el gasto justificable, debe buscarse un proyecto donde el costo sea proporcional a los beneficios que se puedan obtener del mismo.
- **La apariencia:** En general todos los tipos de estructuras deben tener una apariencia terminada, compatible con la función que va a desempeñar.
- Etc.

También entre los aspectos de diseño de presas que pueden tener mayores implicaciones con respecto a la selección se tienen los siguientes:

- rastrillos,
- sistemas de vertedero, incluyendo canales y cuencos de amortiguación,

- sistemas de drenaje interno,
- alcantarillas internas, galerías, etc.,
- preparación de la cimentación, incluidas la excavación y las inyecciones, etc.
- construcción de detalles, por ejemplo, transiciones o filtros en los rellenos o detalles de juntas de contracción en presas de concreto.

Solamente en situaciones excepcionales se puede afirmar que un tipo de presa es el conveniente. Generalmente lo adecuado es realizar varios proyectos y analizar que tipo de presa es el indicado para algunas características dadas. Normalmente el factor más importante para la selección final del tipo de presa es el costo de construcción. Donde las circunstancias del sitio ofrezcan alternativas viables es conveniente que las opciones se mantengan abiertas, evaluando las implicaciones de cada una de ellas con respecto a los recursos, programación y costos, hasta que sea evidente la solución óptima. También puede ser necesario, tener en cuenta consideraciones sociopolíticas y ambientales menos tangibles en la determinación de esa solución.

1.6 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS DE TIERRA.

Podemos clasificar las presas de tierra desde el punto de vista del diseño y del método de construcción.

1.6.1 Clasificación según el diseño.

- **Presas homogéneas:** Están compuestas de un solo material (excluyendo la protección de los paramentos), 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 licuación⁸ el talud de aguas arriba debe ser relativamente tendido, si se prevén rápidos desembalses del vaso después de un largo

⁸ Acción de hacer líquida una cosa sólida

almacenamiento. El talud de aguas abajo debe ser suficientemente estable para resistir la licuación cuando se sature al nivel máximo.

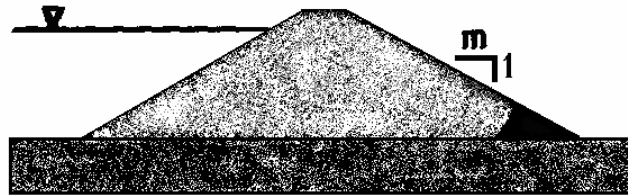


Fig. 1.4: Presa homogénea
(Fuente: Adaptado del texto docente)

En una sección completamente homogénea es inevitable que las filtraciones emerjan en el talud de aguas abajo, cualquiera que sea éste y la impermeabilidad del suelo.

No es muy deseable la construcción de este tipo de presas, lo conveniente es que exista al menos dos tipos de material, uno para proporcionar estabilidad y que sea permeable para reducir la presión de poros, y otro impermeable para evitar la infiltración a través de la presa.

Como con la modificación del tipo de la sección homogénea con drenaje resulta un proyecto muy mejorado, la sección completamente homogénea no se debe usar para presas de almacenamiento.

- **Presas zoneadas o de sección compuesta.-** Es el tipo más común de presas de tierra compactada, están realizadas de más de un material, el interno de tipo impermeable, soportado por exteriores de material relativamente permeable.

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 dren⁹ para controlar el límite superior de filtración.

⁹ Medio o utensilio que se emplea para dar salida al agua

Para controlar con mayor eficacia las filtraciones transversales y las producidas por los desembalses, la sección de la presa debe tener, en lo posible, una permeabilidad creciente del centro hacia los taludes.

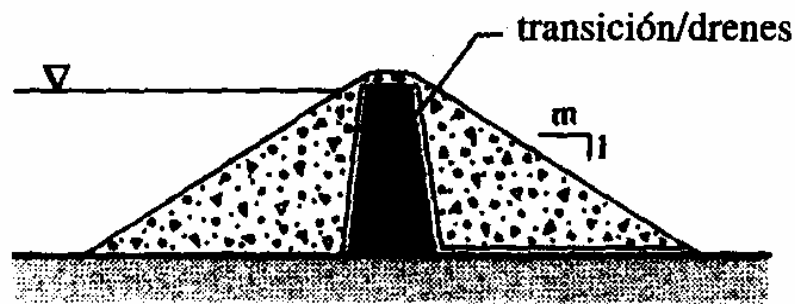
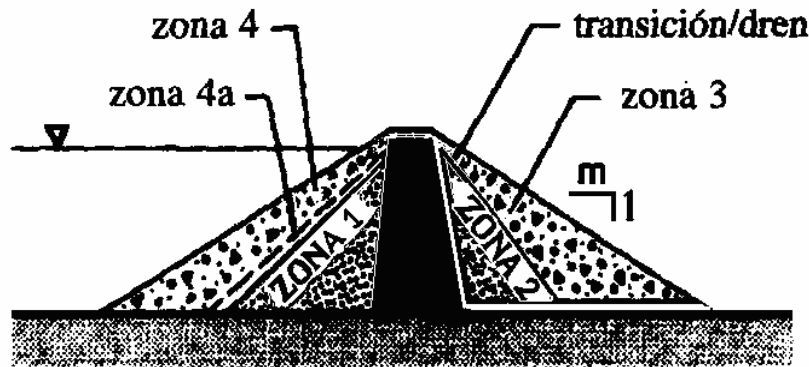


Fig. 1.5: Presa zoneada.
(Fuente: Adaptado del texto docente)

Este tipo de presas puede ser de más de 3 zonas, dándose un incremento de tamaño y permeabilidad hacia fuera, se requiere disponibilidad de materiales en los bancos y mejor a diferentes niveles.

La anchura máxima de la zona impermeable se controlará con respecto a su estabilidad, a las filtraciones y también con respecto a los materiales disponibles. Puede decirse que, si se dispone de una variedad de suelos fácilmente, el tipo de presa de tierra que se elija debe ser siempre el de sección compuesta, debido a sus ventajas inherentes que producirán economías en el costo de la construcción.

- **Presas de tierra y enrocado:** Tienen el interior de tierra, con rocas de gran tamaño en ambos taludes. La parte de tierra puede ser zoneada, protegida por zonas de filtro. El enrocado es para fines de estabilidad estructural y para dar protección a los taludes.



*Fig. 1.6: Presa de tierra y enrocado
(Fuente: Adaptado del texto docente)*

1.6.2 Clasificación según el método de construcción.- Según el método de construcción las presas pueden clasificar en:

- **Presas construidas por apisonado por capas:** Se colocan capas sucesivas y mecánicamente son compactadas, necesitan el ajuste constante de la humedad, por lo tanto se debe realizar la compactación con capas de limitado espesor con la apropiada humedad.

Requieren buena compactación y adherencia, es el método constructivo más común y requiere del uso de bastante maquinaria.

- **Presas construidas por relleno hidráulico.-** Se realizan con material excavado, transportado y emplazado con métodos hidráulicos (se moja y bombea el material del lugar de préstamo a través de tuberías).

Al momento del colocado el material grueso se deposita en los exteriores y el fino en la parte central. Es un método poco usual y requiere el control de la saturación, el objetivo del método es lograr una presa zoneada.

1.7 FUNDACIONES DE PRESAS DE TIERRA.¹⁰

La calidad de la fundación de un sitio de presa debe valorarse en términos de estabilidad, capacidad portante, compresibilidad (suelos) o deformabilidad (rocas) y la permeabilidad efectiva de la masa. Las técnicas de investigación que deberán adoptarse dependerán de la geomorfología y la geología del sitio específico.

El termino fundación incluye tanto el piso del cauce como los estribos. Los requisitos esenciales de una fundación para una presa de tierra son: que debe proporcionar un apoyo estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y de carga, debiendo tener al mismo tiempo una resistencia elevada a la filtración, para evitar una perdida de agua excesiva.

Las fundaciones las podemos agrupar de acuerdo a sus características predominantes, entre las clases de fundaciones tenemos:

- Fundación de roca.
- Fundación de arena gruesa, grava, arenas densas y gradadas.
- Fundación de arena fina, medias uniformes o limo.
- Fundación de arcilla.
- Fundación de capas delgadas impermeables en fundaciones permeables- Estratos con incremento de permeabilidad con la profundidad.
- Fundación de suelo orgánico.

1.7.1 Fundación de roca.- Este tipo de fundación resiste cargas muy grandes, así como también a la erosión y a la filtración, no presenta problemas, excepto cuando existen zonas débiles: fallas, capas de arcilla, canales, rajaduras, etc.

La investigación de la fundación define infiltraciones de lechada de cemento o de bentonita para mejorar la resistencia al deslizamiento y para sellar las zonas de infiltración.

¹⁰ Para más detalles revisar: Diseño de presas pequeñas. United States Departament of the Interior, Bureau of reclamation

Por seguridad a problemas con carácter superficial en este tipo de presas se prevé cortinas de hormigón.

1.7.2 Fundación de arena gruesa, grava, arenas densas y gradadas.- Estas fundaciones no dan problemas de estabilidad, pero son muy permeables por lo que requieren medidas para el control de la infiltración. Si esta bien compactada es buena para resistir presas de tierra, de enrocamiento y presas bajas de concreto.

1.7.3 Fundación de arena fina, medias uniformes o limo.- Presentan asentamientos diferenciales desiguales, son propensas a la licuefacción¹¹ durante los movimientos sísmicos. Se pueden utilizar para presas de poca altura, no sirven para presas de enrocamiento. No hay problema con este tipo de fundación si la densidad relativa es aproximadamente 65%, requieren alta compactación y control de la infiltración.

1.7.4 Fundación de arcilla.- Las arcillas si tienen alta plasticidad requieren de investigación y diseño, tienen problemas de estabilidad debido a su baja resistencia al corte y la lenta tasa de consolidación. Por la estabilidad requieren pendientes bajas en los taludes, no son buenas para presas de concreto.

1.7.5 Fundación de capas delgadas impermeables en fundaciones permeables - Estratos con incremento de permeabilidad con la profundidad.- En este tipo de fundaciones las altas presiones de infiltración se pueden desarrollar cerca al talón de la presa. Requieren drenaje para aliviar la presión de infiltración y evitar el peligro de canalización o socavación, se debe garantizar la evacuación de las infiltraciones a superficie libre y no a presión.

1.7.6 Fundación de suelo orgánico.- Es totalmente inadecuado, debemos hacer un análisis de cobertura para ver cuanto material tendríamos que remover para poder tener otro tipo de material sobre el cual fundar (limpieza total para uso de suelo).

¹¹ Acción y efecto de licuar

1.8 CAUSAS DE FALLA Y CRITERIOS PARA UN DISEÑO SEGURO.

1.8.1 Causas de Falla.- Los principales mecanismos y modos de falla identificables en una presa de relleno se ilustran en forma esquemática en la figura 1.7. Ciertos mecanismos están interrelacionados, por ejemplo, puede ocurrir rebosamiento debido a una capacidad inadecuada del vertedero o por carencia de un borde libre lo que, a su vez, puede resultar de una deformación y sedimentación de largo plazo. La erosión interna y los mecanismos de rebosamiento son de interés particular, cada uno de ellos es responsable de la mayoría de los incidentes y fallas serias.

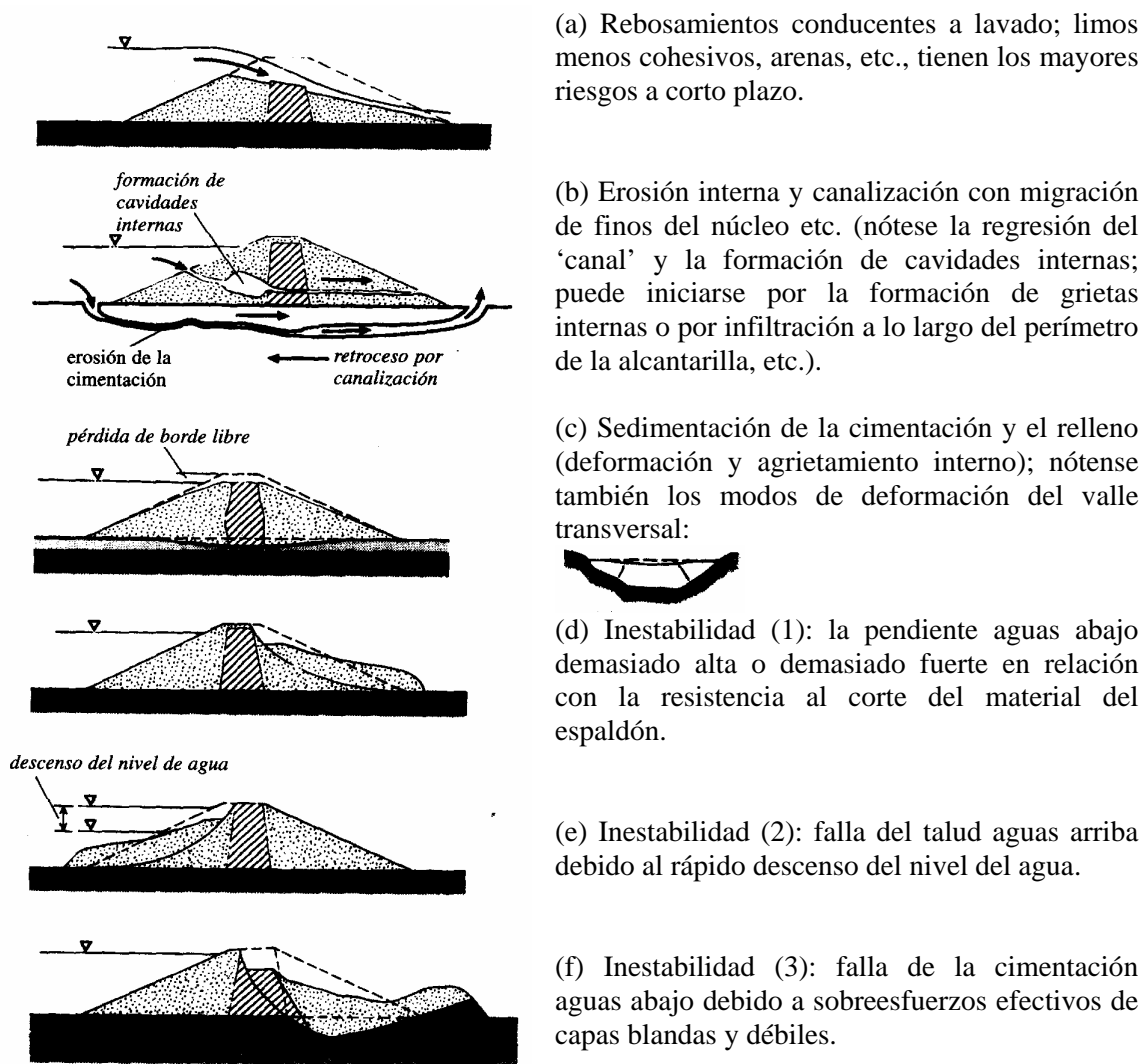


Fig. 1.7: Mecanismos y modos de falla de rellenos.
(Fuente: Estructuras Hidráulicas. P. Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

Detalles de los mecanismos de falla más importantes con ejemplos ilustrativos de causas y medidas preventivas se presentan en la tabla 1.2:

Defectos	Características	Causas	Medidas preventivas-Correctivas
Externos			
Rebosamientos	Flujo sobre la presa y posible lavado; mayores riesgos en suelos menos cohesivos; más grave si es localizado.	Vertedero inadecuado y/o borde libre. El borde libre reducido por sedimentación; vertedero obstruido.	Capacidad del vertedero adecuada y borde libre inicial, y/o refuerzo de la superficie con vegetación. Restauración de la sedimentación de protección de la cresta; buen mantenimiento.
Erosión por olas	Daño del paramento y espaldón aguas arriba.	Protección del paramento alterado o dañado.	Diseño apropiado y mantenimiento.
Erosión de pie de presa	Creciente que daña el pie de presa.	Canal del vertedero mal diseñado y/o localizado.	Buen diseño hidráulico; paredes de encauzamiento.
Cárcavas	Erosión local concentrada del paramento aguas abajo por la precipitación.	Drenaje superficial pobre.	Vegetación, refuerzo superficial y/o drenaje.
Infiltración interna			
Pérdida de agua	Aumento en las pérdidas de infiltración y/o irregularidades de la superficie freática; zonas blandas en taludes o aguas abajo.	Presa y/o cimentación permeable; rastrillo inadecuado. Agrietamiento interno.	Rastrillo e inyecciones en el núcleo. Diseño cuidadoso, inyecciones.
Erosión de infiltración (erosión interna oculta)	Infiltración turbia a través del sistema de drenaje.	Agrietamiento interno. Infiltraciones a lo largo del perímetro de alcantarillas, túneles, tuberías, etc. Uniones débiles, bajas compactaciones.	Drenaje interno, filtros, zonificación cuidadosa del relleno (Espesor mínimo de core). Diseño detallado, uso de collares, inyecciones, etc.
Inestabilidad			
Deslizamiento de la cimentación	Deslizamiento.	Cimentación blanda o débil y/o presiones de agua en los poros altas.	Consolidar el suelo, drenaje, mejoramiento del terreno.
Paramento aguas abajo	Cambio en morfología; pandeo y deformaciones que conducen a deslizamientos de rotación o de traslación.	Altas presiones del agua en los poros; pendiente demasiado empinada; descenso rápido del nivel de agua en la pendiente aguas abajo.	Drenaje; tendido de pendientes o construcción de bermas estabilizadoras.
Paramento aguas arriba			
Deslizamientos por flujo	Licuefacción repentina, mecanismos de flujo rápido.	Activada por un choque o movimiento; suelos limosos en riesgo.	Compactación adecuada/consolidación o adición de una berma de pie.
Deformación			
Sedimentación	Pérdida del borde libre; zonas bajas locales.	Deformación y consolidación de la presa y/o cimentación; resultado de erosión interna, etc.	Restauración del borde libre; buenas especificaciones internas detalladas para reducir el riesgo de agrietamiento, por ejemplo, filtros protectores.
Interna	Deformación del perfil externo; agrietamiento interno.	Deformación relativa de zonas o materiales.	Buenas especificaciones, con zonas de transición amplia, etc.

Tabla 1.2: Detalles de mecanismos de falla de presas de relleno y medidas preventivas.
(Fuente: Adaptado de Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

En la tabla 1.3 se presenta las causas de falla de presas de terraplén con su respectivo porcentaje de ocurrencia.

CAUSA DE FALLA	% DE OCURRENCIA
Rebosamientos, el agua pasa sobre el cuerpo de la presa.	30%
Efectos de infiltración. (Canalización, fuerza o presión)	25%
Deslizamientos	15%
Fugas por conductos	13%
Daño a la protección de los taludes	5%
Variados	7%
Desconocido	5%
100%	

*Tabla 1.3: Causas de falla con su respectivo porcentaje de ocurrencia.
(Fuente: Texto docente.)*

1.8.2 Criterios de diseño.- El criterio general para el diseño de presas de terraplén debe ser: *“Proteger contra las conocidas causas de falla y anticiparse a ellas”*.

Los criterios principales que deben tenerse en cuenta para un diseño seguro de una presa de terraplén son:

1.8.2.1 Rebosamiento y borde libre.- El vertedero de excesos y la capacidad de desagüe deben ser suficientes para prevenir rebosamientos, con riesgo de erosión severa y posible lavado del relleno. El borde libre, es decir, la diferencia entre el nivel máximo del embalse y el nivel mínimo de la cresta de la presa, debe ser suficiente para prevenir rebosamientos por la acción de las olas. También debe incluir un margen para la sedimentación a largo plazo en la presa previsible en una cimentación compresible.

1.8.2.2 Estabilidad.- El relleno, incluida su cimentación, debe ser estable bajo la construcción y en todas las condiciones de operación del embalse. Las pendientes de los paramentos deben ser, por tanto, suficientemente planas para asegurar que los esfuerzos internos y la cimentación permanezcan dentro de límites aceptables.

1.8.2.3 Control de infiltración.- La infiltración dentro y debajo del relleno debe controlarse para prevenir la erosión interna oculta y la migración de materiales finos, por ejemplo, del núcleo, o la erosión externa y los desprendimientos. Los gradientes hidráulicos, la presión de infiltración y las velocidades de infiltración dentro y bajo la presa deben, por tanto, restringirse a niveles aceptables para los materiales del caso.

1.8.2.4 Protección de los taludes.- El paramento aguas arriba debe protegerse contra la erosión local que resulta de la acción de las olas, movimiento del hielo, etc. El paramento aguas abajo debe protegerse contra la erosión que resulta de la acción las lluvias, etc.

1.8.2.5 Obras de desagüe y auxiliares.- Se debe ser muy cuidadoso para garantizar que el desagüe u otras estructuras construidas dentro de la presa, no permitan el paso sin obstrucción de agua infiltrada a lo largo de su perímetro con el riesgo de una migración de suelos y canalización.

1.9 SECCIONES PRELIMINARES.

El problema de proyectar un terraplén de tierra es determinar la sección transversal que cuando se construya con los materiales disponibles, cumpla con las funciones para las cuales se proyecta con la debida seguridad y al costo mínimo.

El proyectista de un terraplén de tierra no puede confiar en la aplicación del análisis matemático o fórmulas para determinar la sección transversal requerida con el mismo grado de precisión que para una presa de concreto, debido a la complejidad de las propiedades de los materiales.

Se pueden hacer análisis completos de la estabilidad de un terraplén solo en estructuras mayores, en la que el costo de las exploraciones detalladas y las pruebas de laboratorio de los materiales de construcción de que se dispone se puede justificar económicamente por obtener un proyecto más preciso. Aun así, los métodos empleados en la determinación de la sección transversal necesaria de un terraplén consiste en copiar las

características de las presas que han dado buenos resultados, haciendo estudios analíticos y experimentales en las condiciones anormales, y controlando rigurosamente la selección y colocación de los materiales del terraplén.

Por lo tanto se debe asumir una sección y proceder a la verificación de todos los criterios para garantizar la seguridad.

Para los diseños preliminares, las dimensiones y tipos de presas existentes en el medio son de mucha ayuda, pero el proyecto de una presa debe apegarse a la realidad. Debe acusar las condiciones reales de emplazamiento en que se construye y los materiales de construcción que se dispone, y no debe copiarse, simplemente, del proyecto que haya tenido éxito usado en un lugar en condiciones diferentes.

La investigación particular de cada caso no se puede evitar, por lo que se debe hacer un estudio minucioso de todos los factores que intervienen en el proyecto.

Aunque se pudieran criticar estos métodos como excesivamente conservadores y extravagantes, no existe ningún método que se haya demostrado terminantemente. Cuando se toma en cuenta la probable pérdida de vidas, la certidumbre de costosos daños a la propiedad en muchos casos, y el desperdicio de dinero correspondiente a la falla de la presa construida, se justifica ampliamente los métodos conservadores.

En las presas pequeñas, donde el costo de las exploraciones y de las pruebas de laboratorio de los materiales del terraplén para efectuar estudios analíticos junto con el costo de los trabajos de ingeniería, constituyen un gasto desproporcionado con relación al costo total de la estructura, el método de proyectar basándose en las estructuras que hayan tenido éxito y en la experiencia pasada, resultan todavía más apropiados.

1.10 PROGRAMA DE PLANEACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

Las investigaciones sobre el sitio de la presa requieren de una planeación cuidadosa y una inversión considerable de tiempo y recursos. Los objetivos del proyecto, los propósitos y su magnitud determinan lo que debe investigarse respecto a las presas.¹²

En la fase de reconocimiento el objetivo principal es recolectar de forma extensiva la información topográfica, geológica e hidrológica. Los mapas a gran escala y cualquier información ya disponible serán el punto de partida, pero se requieren estudios de campo mucho más detallados. En particular, se deben tener en cuenta reconocimientos aéreos con sensores modernos además de las técnicas fotométricas tradicionales, para la preparación de planos precisos y de gran escala (por ejemplo, 1:5000 y mayores). Se conducen estudios hidrológicos para determinar las características de precipitación y escurrimiento, para evaluar la evidencia histórica de inundaciones, etcétera.

Además se conducen investigaciones adicionales sobre el cuenco del embalse principalmente para confirmar su integridad con respecto a la retención del agua. Una valoración geológica detallada es necesaria para este propósito, particularmente en formaciones cársticas¹³ y con dificultades similares y en áreas con historia de actividad minera.

De ser necesario, se realizan estudios en las orillas de los embalses para confirmar la estabilidad de áreas potencialmente vulnerables, por ejemplo, las adyacentes a la presa en proyecto. La disponibilidad de materiales de construcción, por ejemplo, rellenos apropiados, fuentes de agregado, etc., también se valoran con una considerable profundidad.

Los estudios hidrológicos se continúan cuando se necesitan confirmar y extender los resultados de las investigaciones iniciales.

¹² Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior, Bureau of reclamation.

¹³ Calizas: Producidas por la acción erosiva o disolvente del agua.

1.10.1 Investigación de mapas.- La localización del proyecto debe hacerse figurar en un mapa general, usando una base a la escala adecuada. Los mapas más aconsejables a investigar son los siguientes:

- Esc. 1:25000 para estimaciones y estudios preliminares.
Esc. 1:50000 es aceptable.
- Mapas Topográficos: Esc. 1:5000 para los vasos pequeños.
Esc. 1:10000 a 1:20000 para vasos grandes.
Con curvas de nivel cada 0,5 m para presas pequeñas y curvas de nivel cada 2,0 m para presas grandes.
- Sitio de presa: Los planos del emplazamiento deberán tener mayores detalles
Esc. 1:250 para el área de estudio de presas pequeñas
Esc. 1:1000 a 1:2500 para los emplazamientos en el terreno.
Esc. 1: 500 es el más adecuado.

Los planos deben cubrir los límites de toda el área de la presa, es decir:

- elevación cresta
- máximo nivel de la presa
- obras anexas
- bancos de materiales
- zonas de muestreo
- campamentos, oficinas, etc.

En los mapas se debe realizar la localización y las elevaciones exactas de:

- Sondeos.
- Pozos de prueba.
- Zanjas o trincheras¹⁴.
- Monumentos de los puntos de control, etc.

¹⁴ Desmonte hecho en el terreno, con taludes por ambos lados.

Lo mejor son las zanjas o trincheras, ya que son mas baratas que perforar pozos, además dan una buena idea de las distintas capas y calidades del material.

1.10.2 Investigación de la hidráulica e hidrología.- ¹⁵La disponibilidad de la información hidráulica e hidrológica justifica el proyecto. Debemos realizar la determinación de:

- La disponibilidad de agua (precipitación, escorrentía, aportes, evaporación, etc.), periodos de retorno, etc., es decir hidrología completa.
- La capacidad del embalse (Volumen).
- Requerimientos de agua.
- Transporte de sedimentos
- Aguas subterráneas.
- Tasas anuales de sedimentación las cuales nos permiten determinar el volumen muerto.
- Caudales de diseño para determinar:
 - capacidad del vertedero
 - desvíos del río
 - ataguías de protección
 - planeamiento del tiempo de construcción
- Aguas subterráneas para ver :
 - el efecto en el tipo de presa
 - el método constructivo
 - el costo de fundación, etc.

1.10.3 Investigación de la fundación y de los materiales de construcción.- La extensión y profundidad de la investigación de la fundación y de los materiales de construcción depende de la importancia del proyecto y del nivel de inversión existente. Para “pequeños”

¹⁵ Para más detalles revisar: Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior, Bureau of reclamation.

proyectos, no se justifica extensas investigaciones. Para realizar la investigación de la fundación y de los materiales debemos seguir los siguientes pasos:

Etapa de reconocimiento

- datos geológicos
- datos del suelo
- planos y mapas
- fotos aéreas
- estudios
- examen en el campo del emplazamiento y el área que lo rodea por el ingeniero y si es posible por un geólogo.

Etapa de viabilidad

- examinar el sitio y áreas anexas
- geología
- materiales de construcción
- vaso de la presa
- sitio de presa
- verificar todos los datos, debemos reevaluar el proyecto
- pruebas adicionales
- test de laboratorio

1.10.3.1 Fundaciones.¹⁶**a. Presas sobre arcillas rígidas de buena calidad y rocas meteorizadas.**

En depósitos extensos y uniformes de arcillas de buena calidad es poco probable que las percolaciones¹⁷ serias sean un problema. Es importante, sin embargo, identificar y considerar la influencia de estratificaciones delgadas y horizontes más permeables que puedan estar presentes, por ejemplo lentes de limo, laminaciones finas, etc. Se requiere muchísimo cuidado al examinar las muestras recuperadas para detectar tales aspectos. La evaluación de los parámetros apropiados de resistencia al corte, para usarlos en el diseño, es de una gran importancia.

Para cimentaciones en rocas, la identificación precisa del perfil de meteorización de la roca puede ser difícil. La determinación in situ de los parámetros de resistencia al corte es necesaria; se utilizan pruebas de carga con placas en pozos o ventanas de exploración, o pruebas con dilatómetro¹⁸ o presurómetro conducidas dentro de las perforaciones. Estas técnicas son apropiadas en particular para rocas que contengan fracturas muy finas y espaciadas muy cercanamente.

¹⁶ Para más detalles revisar: Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior, Bureau of reclamation.

¹⁷ Dicho de un líquido: Acción de moverse a través de un medio poroso.

¹⁸ Instrumento que mide la contracción y expansión de un cuerpo.

b. Presas sobre cimentaciones cohesivas suaves.

En general, la presencia de depósitos de arcillas compresibles y suaves asegura que la filtración no requiera una mayor consideración. La naturaleza de estas formaciones también garantiza que las investigaciones sean, en principio, relativamente sencillas.

La consistencia suave de las arcillas puede requerir el uso de técnicas especiales de muestreo. En tales situaciones, el muestreo continuo o las técnicas de ensayos de penetrómetro¹⁹ in situ ofrecen ventajas. Las consideraciones de estabilidad y asentamiento requerirán la determinación del esfuerzo de corte drenado y los parámetros de consolidación para la arcilla.

c. Presas sobre cimentaciones permeables

Los problemas asociados con las filtraciones son dominantes cuando la presa está cimentada sobre terrenos relativamente permeables. En una alta proporción de estos casos, las condiciones del suelo son muy complejas, con horizontes permeables o menos permeables presentes e íntermezclados.

d. Presas sobre cimentaciones en roca

La naturaleza de la investigación depende de si se propone una presa de relleno o de concreto. Mientras la decisión esté abierta, las investigaciones deben cubrir ambas opciones. Ambas requieren entender por completo la geología del sitio.

Presas de concreto

La estabilidad de la cimentación de las presas de concreto requiere una evaluación cuidadosa de la frecuencia, orientación y naturaleza de las discontinuidades de la roca, además de las características del material de relleno, como arcillas, etc. La toma de muestras mediante equipo rotatorio se usa ampliamente, pero también es necesario evaluar la confiabilidad estructural de la roca en una escala macroscópica mediante sondeos y ventanas de reconocimiento. Estas últimas pueden ser utilizadas

¹⁹ Aparato que mide la dureza de los materiales mediante la profundidad de penetración de una aguja.

luego en las inyecciones o como galerías permanentes de drenaje. La estabilidad de los estribos y su deformabilidad son muy importantes en todos los tipos de presas de concreto en valles angostos con costados pendientes, y en particular, si el diseño considera algún grado de acción de arco. Por tanto, investigaciones detalladas deberán extenderse a los estribos, en especial a la posibilidad de inestabilidades de bloque o cuña a gran escala.

Los ensayos de permeabilidad in situ se conducen, en general, mediante sondeos, pero la interpretación apropiada de la información de permeabilidad de campo puede ser muy compleja.

Presas de relleno

La infiltración en las cimentaciones es menos crítica que para las presas de concreto, puesto que las trayectorias de infiltración son mucho más largas. En general, la resistencia al corte en las discontinuidades es de menor importancia, pero la deformabilidad y el asentamiento involucran la determinación del módulo elástico; etc., lo que puede ser una consideración importante si se contempla un relleno con cubierta, por ejemplo, con membranas aguas arriba.

La resistencia al corte de las discontinuidades, el módulo elástico y otros parámetros relacionados con la roca, se determinan mejor en ensayos a gran escala in situ si se pueden practicar y complementar con ensayos apropiados de laboratorio. En el laboratorio se pueden determinar los módulos utilizando especímenes de roca intacta recuperada de las perforaciones, o por ensayos de carga puntual, etc. Los módulos no inalterados obtenidos de tales especímenes de pequeña escala deberán ajustarse a los valores apropiados de la roca prototipo, regida por el patrón de discontinuidad, mediante la aplicación de un factor de reducción.

El factor de reducción está relacionado con el espaciamiento de la fractura y otras características físicas y geológicas, incluyendo el grado de meteorización.

La durabilidad de la roca utilizada en el enrocado o en el revestimiento deberá evaluarse cuando se contemple una presa de relleno, lo cual requerirá ensayos químicos, de desgaste y de meteorización acelerada para estudiar la degradación a largo plazo.

e. Presas sobre materiales cársticos (rocas de carbonatos, etc.)

La presencia de cavidades extensas debidas a soluciones y fisuras hace que tales sitios sean particularmente difíciles. Es esencial establecer la amplitud de las características cársticas y su configuración respecto a la continuidad de los vacíos.

Los estudios geológicos pueden ser útiles para interpretaciones iniciales de las formas cársticas y como guía para la planeación de una investigación más detallada.

Las interpretaciones aéreas a menudo revelan cavidades cársticas poco profundas y, también, los métodos geofísicos son de gran valor. Será necesario confirmar el tamaño y la naturaleza de todas las características identificadas al comienzo mediante técnicas geofísicas u otras indirectas mediante perforaciones y otros métodos de investigación directos.

1.10.3.2 Materiales para la construcción.²⁰ La exploración inicial de las fuentes de materiales se realiza mediante una combinación de reconocimiento superficial y aéreo, junto con estudios geológicos extensos. Las canteras potenciales o fuentes de agregado deben evaluarse completamente en términos de la conveniencia de los materiales que ellas contienen para los diferentes propósitos, por ejemplo material de núcleo, material para las zonas de los espaldones y filtros o para los agregados. Las cantidades que pueden extraerse de una fuente también deben estimarse. Los métodos geofísicos pueden jugar un papel importante en este último proceso, pero siempre deben correlacionarse con evidencia fuerte a partir de afloramientos naturales o artificiales o de programas convencionales de perforaciones. La investigación de la conveniencia de un material de relleno o de enrocado

²⁰ Para mayor información ver: Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior, Bureau of reclamation

puede justificar ensayos totalmente instrumentados, que puede proveer muchísima información invaluable sobre características físicas, compactación y parámetros geotécnicos de diseño.

La evaluación de las fuentes de material para rellenos de tierra es bastante propensa a sobrestimar la producción disponible de material apropiado, debido a variaciones sin detectar en el tipo de suelo o su calidad. Por tanto, es esencial probar cantidades de materiales de relleno muy por encima de los requerimientos estimados para cada caso. El porcentaje de cada material que posiblemente no se podrá usar o las dificultades de extracción, pueden ser factores decisivos respecto a los costos relativos.

Superficialmente es mucho más fácil probar las fuentes para enrocados que para rellenos de tierra. El requerimiento esencial es que la fuente sea de una roca durable, cuya localización es evidente en estimaciones geológicas iniciales.

En general, la investigación de la conveniencia del enrocado requerirá ensayos, en el caso de rocas excavadas o extraídas de una cantera, será también necesario realizar ensayos de aplastamiento o de rasgado para determinar los tamaños de los fragmentos de roca, granulometría y forma, etc. El porcentaje de material fino o de tamaño excesivo o los costos de excavación para roca dura muy densa serán factores económicos importantes.

Tres categorías principales de material de relleno son necesarias con relación a las presas de relleno térreo para cumplir los requerimientos del núcleo, espaldones, capas de drenaje, filtros, etcétera.

- Los rellenos del núcleo deben tener permeabilidad baja y de forma ideal deben ser de plasticidad intermedia a alta para acomodar la deformación sin arriesgar el agrietamiento. No es necesario, y posiblemente desventajoso, que tengan una alta resistencia al corte. Los suelos más apropiados tienen contenidos de arcilla de más de 25-30%, por ejemplo, tilitas glaciales, etc.; aunque también pueden utilizarse arenas arcillosas y limos. El núcleo es el elemento principal de un relleno y es el más exigente

respecto a las características y uniformidad del material. Las propiedades del núcleo compactado con arcilla son críticas para la integridad de la impermeabilización a largo plazo.

- El relleno del espaldón requiere tener una resistencia al corte bastante grande para permitir una construcción económica de taludes estables con el ángulo más alto posible del talud. Es preferible que el relleno tenga una permeabilidad relativamente alta para ayudar a la disipación de la presión del agua en los poros. Los materiales apropiados varían a lo largo de un espectro que cubre materiales granulares gruesos hasta rellenos que difieren muy poco de los materiales del núcleo. Los espaldones no necesitan ser homogéneos; en su interior es habitual utilizar los diferentes rellenos que estén disponibles en zonas predeterminadas.
- El material de drenaje del filtro debe estar limpio, permitir el drenaje libre y no ser propenso a degradación química. Las gravas naturales finas procesadas, rocas trituradas y arenas gruesas o medias son apropiadas, y se emplean en la secuencia y gradación determinada por la naturaleza del núcleo y/o los rellenos de los espaldones adyacentes. El costo de los materiales procesados de filtro es relativamente alto, y su requerimiento, por tanto, debe restringirse al mínimo.

1.10.4 Investigaciones geológicas y geotécnicas.- La investigación geológica y geotécnica de un sitio de presa seleccionado para una evaluación detallada está dirigida a determinar la estructura geológica, la estratigrafía, las fallas, los pliegues de los esquistos, las diaclasas, para establecer las condiciones del terreno y del agua subterránea adyacentes al sitio de la presa, incluyendo los estribos.

Los objetivos generales de estas y otras investigaciones similares son:

- Determinar los parámetros de ingeniería que puedan utilizarse de manera segura para evaluar la estabilidad de la cimentación de la presa, en fundaciones compresibles, como suelos, estimar el asentamiento y la deformación probable.

- Determinar los patrones de infiltración y los parámetros necesarios para valorar el régimen probable de infiltración, incluyendo cantidades y presiones.
- Confirmar la integridad de contención del cuenco del embalse y la estabilidad de sus orillas.

La importancia relativa de los objetivos anteriores, depende del sitio y del tipo propuesto de presa. Un cuarto objetivo general es:

- Confirmar la naturaleza, conveniencia y disponibilidad de los materiales de construcción naturales, incluyendo la determinación de parámetros de diseño para materiales de relleno, etc.

Algunos de los aspectos generales que pueden identificarse y definirse en el curso de la investigación del sitio son: las interfaces entre suelo y roca, las condiciones de agua subterránea y los terrenos con inestabilidades o cavernas, por ejemplo, formaciones cársticas y todas las discontinuidades significativas, como fallas en rocas, zonas fragmentadas, fisuradas o roca altamente fracturada y el espaciamiento, además de otras características de las superficies de estratificación y las diaclasas dentro del macizo de roca.

Las características principales de esta fase de investigación son:

- Una relación meticulosa de los afloramientos naturales, de excavación y registro de perforaciones, etc.;
- Una correlación cuidadosa entre los afloramientos, perforaciones y otros datos.
- La excavación de galerías y perforaciones de sondeo, pozos y ventanas de reconocimiento que se consideren necesarios.

En esta etapa se pueden conducir programas de ensayos geofísicos y pruebas in situ más extensos, con la intención de ampliar y validar la información de las perforaciones y del laboratorio. Un propósito adicional de estas pruebas de campo en este momento es la

confirmación del régimen natural de las aguas subterráneas, por ejemplo mediante la instalación de piezómetros, pruebas de bombeo, etc.

Se utilizan ampliamente sondas rotativas y técnicas de tomas de núcleos, para establecer la estructura vertical de la roca y para confirmar su calidad. La recuperación de los núcleos provee un índice rústico pero útil de la calidad de la roca, en términos de la designación de la calidad de la roca (DCR) (es decir, el porcentaje de núcleos recuperados con una longitud de 10 cm respecto a la profundidad total de la perforación; $DCR > 70$ indica en general una roca firme).

Las pruebas in situ, por ejemplo para permeabilidad, resistencia y deformabilidad, se utilizan para estimar las características de la roca maciza y se prefieren sobre las pruebas de laboratorio de pequeñas escalas, cuando sea posible. Todos los núcleos se registran de manera sistemática y lo ideal es que se almacenen indefinidamente. Las técnicas de perforación, el muestreo y el ensayo son en esencia los mismos que se emplean en la práctica convencional de investigaciones de campo.

La evaluación del riesgo sísmico en una presa importante requiere la identificación de la estructura geológica regional, prestando atención particular a los complejos de fallas. A partir del estudio de los registros históricos y del reconocimiento de campo se establecerá la actividad o inactividad sísmica en la historia geológica reciente. Si los registros históricos de los epicentros aparentes pueden asociarse con las estructuras geológicas existentes, es posible hacer una valoración probabilística del riesgo sísmico en función de las intensidades específicas del evento. En ausencia de información histórica confiable será necesario monitorear la actividad microsísmica como base para la predicción probabilística de los eventos sísmicos mayores. Cualquiera de los dos procesos es impreciso y solamente proporciona una estimación del orden del riesgo sísmico.

Como medida contra la sismicidad se sugiere que la mayoría de las presas hechas con buenos diseños sobre cimentaciones sólidas pueden aceptar un evento sísmico moderado con aceleraciones picos superiores a 0.2 de la gravedad sin daño fatal. Las presas

construidas sobre suelos no cohesivos saturados de baja densidad, como limo o arenas están, sin embargo, sujetas a algún riesgo de falla debido a la presión de agua en los poros que se genera y a la licuefacción, con la consecuente pérdida de estabilidad.

1.10.5 Zonas de mayor importancia.- Las zonas de mayor importancia donde se deberán realizar las investigaciones son:

- El eje de la presa.
- La zona del vertedero: fundación, excavación.
- Zonas de fundación.
- Zonas de excavación.
- Embalse, las pendientes, los bancos de préstamo, los taludes, etc.

1.10.6 Fuentes de información.- Las fuentes de información a las que se puede acudir son las instituciones estatales las cuales nos pueden brindar información sobre topografía, geología, fotos aéreas, proyectos similares, etc.

Actualmente también se puede acudir a sistemas de información geográficos, los cuales nos brindan bastante información y además nos facilitan el trabajo.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- **DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS**
United States Departament of the Interior.Stewart L. Udall Secretary
Bureau of reclamation. Floy E. Dominy, Commissione.
- **TEXTO DOCENTE**
Ing. Roberto Méndez
- **PRESAS DE CORRECCIÓN DE TORRENTES RETENCION SEDIMENTOS**
Luís Miguel Suárez Villar
Primera Edición 1993
- **ESTRUCTURAS HIDRAULICAS**
P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri
Editorial MC Graw Gill- Segunda Edición
- **RECARGA DE ACUÍFEROS POR PRESAS DE INFILTRACIÓN**
Andrea Bolongaro-Crevenna Recasens
- <http://www.construaprende.com/Tesis3>
- <http://www.geocities.com/gsilvam/hidraulicas.htm>
- http://www.unesco.org.uy/phi/libros/uso_eficiente/indice.html
- <http://fluidos.eia.edu.co/obrashidraulicas/articulos/articulopagppal.html>
- <http://www.eby.gov.py/tecnico/presas.htm>
- <http://www.unne.edu.ar/cyt/2001/7-Tecnologicas/T-035.pdf>
- <http://www.upv.es/aquatool/presas/ponencias/delgado.pdf>
- <http://www.agua.uji.es/pdf/leccionRH25.pdf>
- http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1997/1997_diciembre_3371_04.pdf
- <http://www.maca.gov.bo/agrobolivia/documentos/8espectec.pdf>
- http://www.maca.gov.bo/agrobolivia/documentos/guiadisfinal_r.pdf

CAPÍTULO 2

REDES DE FLUJO, INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE PRESAS DE TIERRA

2.1 INTRODUCCIÓN.

El flujo tiende a ejercer presión sobre las partículas del suelo, y la fuerza de filtración actuante, definida por unidad de volumen, puede arrastrarlas en el sentido de la corriente. Las fuerzas que se oponen al arrastre del flujo es la trabazón¹ entre las partículas y su cohesión, pero al emerger aguas abajo de la presa, es el peso sumergido del suelo la principal fuerza en sentido opuesto, al menos en suelos sin cohesión.

La energía debe disiparse lo suficiente por fricción y otras pérdidas a través de esa trayectoria, de forma de que salga el agua (aguas abajo de la presa) sin provocar erosión (tubificación y sufusión²), caso contrario pondrá en riesgo la estructura. El flujo de agua a través de un suelo es importante para estructuras de retención de agua.

El flujo de agua como filtración es perjudicial en obras civiles; en presas de tierra la filtración llega a producir fuerzas que se desarrolla dentro y por debajo de la presa atentando contra su estabilidad.

Las filtraciones dependen de la carga hidráulica que origina la trayectoria del agua, dependiendo también de las características físicas del material. El flujo puede llegar a erosionar y socavar los terraplenes de la presa o sus fundaciones, ocasionando asentamientos, desprendimientos, etc.

¹ Trabazón: Conexión de una cosa con otra o dependencia que hay entre ellas

² Sufusión: Penetración de un líquido

2.2 ASPECTOS TEÓRICOS.³

Para calcular el flujo de agua a través del suelo se requiere la aplicación directa de la ley de Darcy. El flujo de agua a través de un suelo no solo es en una dirección, y no es uniforme sobre toda el área perpendicular al flujo. En tales casos, el flujo del agua subterránea se calcula generalmente usando gráficas llamadas redes de flujo. El concepto de red de flujo se basa en la ecuación de continuidad de Laplace, que gobierna la condición de flujo permanente para un punto dado de la masa de suelo.

El flujo de agua se produce entre puntos de alta energía a puntos de baja energía por la diferencia en el nivel del agua. La figura 2.1 muestra una relación entre la carga de presión, la carga por elevación y las cargas totales para el flujo de agua a través del suelo. Piezómetros (tubos verticales abiertos) son instalados en los puntos A y B, los niveles a los que el agua se eleva en los piezómetros situados en los puntos A y B se conocen como niveles piezométricos. La carga de presión en un punto es la altura de la columna vertical de agua en el piezómetro instalado en ese punto.

La pérdida se expresa en forma adimensional, la pérdida entre dos puntos, A y B, se da por:

$$\Delta h = h_A - h_B \quad (2.1)$$

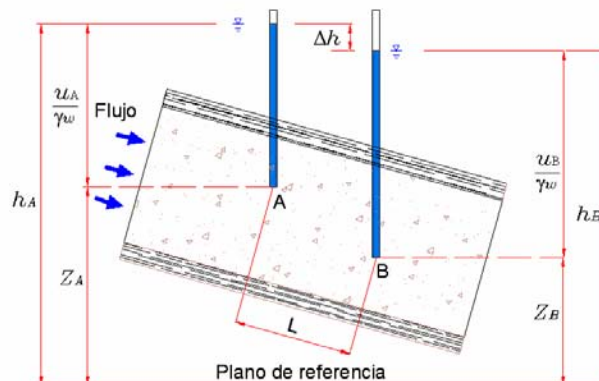


Fig. 2.1: Carga de presión, carga de elevación y cargas totales para el flujo de agua a través de un suelo
(Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica. Braja M. Das)

³ Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)

El gradiente hidráulico es la pérdida de carga entre dos puntos producida entre la distancia de los puntos:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (2.2)$$

Donde:

i = Gradiente hidráulico

Δh = Pérdida de carga

L = Longitud de flujo de pérdida de carga

El flujo de agua en casi todo los suelos se considera flujo laminar

$$V \propto i \quad (2.3)$$

En rocas, piedras y gravas fracturadas y arenas muy gruesas el flujo es turbulento. Los estados de flujo están dados de acuerdo al número de Reynolds:

$$Re = \frac{V * d}{\nu} \quad (2.4)$$

Donde:

V = Velocidad del flujo a través de la sección total del medio poroso [m^2/s].

d = Diámetro de las partículas [m].

ν = Viscosidad cinemática del agua [m^2/s].

El valor del número de Reynolds para un flujo turbulento⁴ es mayor a 2000

El valor del número de Reynolds para un flujo en transición⁵ esta entre 25 a 2000

El valor del número de Reynolds para un flujo laminar⁶ es menor a 25

⁴ Flujo turbulento: Si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas inerciales

⁵ Flujo en transición : Estado mixto entre los estados de flujo laminar y turbulento

⁶ Flujo laminar: Si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales

2.2.1 Ley de Darcy.-⁷ En 1856, Henri Philibert Gaspar Darcy publicó una simple ecuación empírica para la velocidad de descarga del agua a través de suelos saturados; se basa principalmente en observaciones relativas al flujo de agua a través de arenas limpias y se expresa por:

$$v = k * i \quad (2.5)$$

Donde:

v = Velocidad de descarga

k = Coeficiente de permeabilidad [cm /s]

i = Gradiente Hidráulico

La ecuación (2.3) y la ecuación (2.5) son similares, ambas son válidas para condiciones de flujo laminar y aplicables a un amplio rango de suelos. En la ecuación (2.5), v es la velocidad de descarga de agua basada en el área de sección transversal total del suelo.

La permeabilidad del suelo es importante en los problemas de infiltración, estabilidad de taludes y consolidación, es importante en procesos de inyecciones y en desecaciones.

La permeabilidad de los suelos depende de varios factores: viscosidad del fluido, distribución del tamaño de los poros, distribución granulométrica, relación de vacíos, rugosidad de las partículas minerales y grado de saturación del suelo. En los suelos arcillosos, la estructura juega un papel importante en la permeabilidad.

En las arcillas otros factores que afectan a su permeabilidad, son la concentración iónica y el espesor de las capas de agua adheridas a las partículas de arcilla.

El valor del coeficiente de permeabilidad k varía de acuerdo al tipo de suelo, la permeabilidad de los suelos no saturados es menor y crece rápidamente con el grado de

⁷ Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)

saturación, la permeabilidad esta relacionada con las propiedades del fluido que pasa a través del suelo.

El valor de la permeabilidad hidráulica es determinado en laboratorio por dos pruebas estándar: la prueba de carga constante y la prueba de carga variable.

- **Prueba de carga constante:**⁸ para suelos de grano grueso. En este tipo de arreglo (según la figura 2.2) de laboratorio, el suministro de agua se ajusta de tal manera que la diferencia de carga de entrada y la salida permanece constante durante el periodo de prueba. Después que se ha establecido una tasa constante de flujo, el agua es recolectada en una probeta graduada durante cierto tiempo.

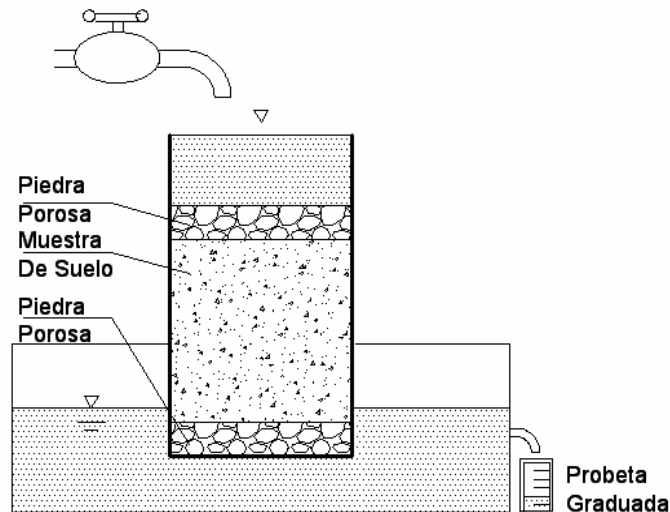


Fig. 2.2: Prueba de permeabilidad bajo carga constante
(Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja M. Das)

- **Prueba de carga variable:**³ para suelos finos. El arreglo de laboratorio se muestra en la figura 2.3, el agua de una bureta fluye a través del suelo.

La diferencia inicial de carga h_1 , en el tiempo $t=0$ es registrada y se permite que el agua fluya a través de la muestra de suelo de manera que la diferencia final de carga en el tiempo $t= t_2$ sea h_2 . La tasa de flujo q del agua, a través de la muestra en cualquier tiempo t se expresa por:

⁸ Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja M. Das

$$q = k \frac{h}{L} A = -a \frac{dh}{dt} \quad (2.6)$$

donde: a = área de la sección transversal de la bureta

A = área de la sección transversal de la muestra de suelo

Reordenando la ecuación 2.1 resulta:

$$dt = \frac{aL}{Ak} \left(-\frac{dh}{h} \right) \quad (2.7)$$

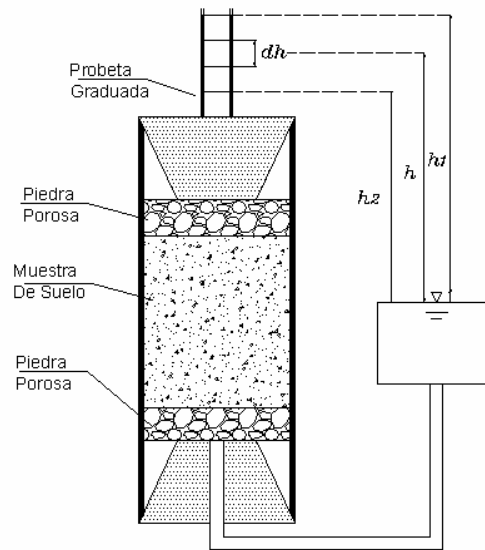


Fig. 2.3: Prueba de permeabilidad bajo carga variable
(Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja M. Das)

En la tabla 2.1 se presenta algunos valores de k según el tipo de suelo.

TIPO DE SUELO	k (cm/s)
Grava Limpia	$1-10^{-2}$
Arena Limpia, mezcla de arena y grava	$10^{-3} - 1$
Arena Fina, arena limosa, limos arcilla estratificada	$10^{-3} - 10^{-7}$
Arcillas homogéneas debajo de zonas húmedas	$10^{-7} - 10^{-1}$

Tabla 2.1: Valores del coeficiente de permeabilidad
(Fuente: texto docente)

Las permeabilidades de los suelos son anisotrópicas⁹, con k_h (coeficiente de permeabilidad horizontal) varias veces más grande que k_v (coeficiente de permeabilidad vertical). En rellenos compactados la relación $\frac{k_h}{k_v}$ puede exceder de 20.¹⁰

El coeficiente de permeabilidad horizontal se determina con mas confiabilidad *en situ*, mediante ensayos de bombeo de campo en agujeros de sondeo, también existen técnicas de laboratorio, pero la reproductividad de los resultados es pobre, considerándose mas como un indicativo de órdenes relativos de la magnitud de la permeabilidad que de valores absolutos.

La infiltración que se presentan alrededor de presas y otras estructuras para la retención de agua, así como a través de terraplenes y presas es bidimensional. Es decir, los componentes horizontal y vertical de la velocidad varían de un punto a otro en la sección transversal de la masa de suelo. Inicialmente se considerará el caso general de un flujo bidimensional en una masa de suelo homogéneo e isotrópico (esto es $K_h = K_v$) para después pasar a la representación gráfica conocida como red de flujo.¹¹

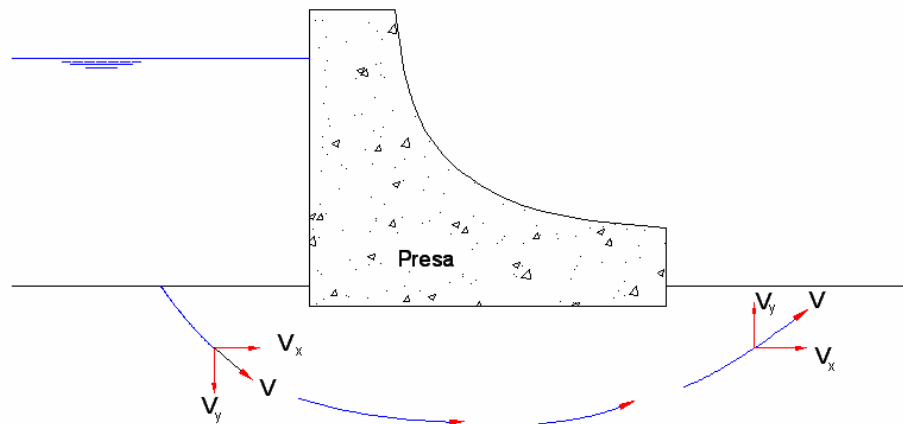


Fig. 2.4: Flujo bidimensional

(Fuente: Mecánica de suelos- Roy Witlow)

⁹ Anisotrópica: Las propiedades físicas del suelo son diferentes en todas las direcciones

¹⁰ Estructuras Hidráulicas P. Novack, A. IB; Moffat, C. Naulluri

¹¹ Mecánica de suelos - Roy Witlow

2.2.2 Ecuación de continuidad de Laplace.-¹² Representa la condición de flujo permanente para un punto dado en la masa del suelo. Para obtener la ecuación de Laplace se considera que el suelo es permeable y que el flujo sea bidimensional. Dado estas condiciones la ecuación de continuidad se expresa:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \quad (2.8)$$

Con la ley de Darcy ($v = k * i$), las velocidades de descarga se expresan como:

$$v_x = -k * \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right); \quad v_y = -k * \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)$$

Y se puede obtener dos ecuaciones de Laplace que representan la condición de flujo basada en la función que se define como sigue:

$$v_x = k_x * \left(-\frac{\partial \phi}{\partial x} \right) = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (2.9)$$

$$v_y = k_y * \left(-\frac{\partial \phi}{\partial y} \right) = \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (2.10)$$

Donde:

k_x y k_y , son permeabilidades en las direcciones horizontales y verticales.

ϕ , es función potencial tal que:

$$\phi = -k * h \quad (2.11)$$

Si $k = cte$ la ecuación 2.12 representa dos grupos de curvas que se intersectan perpendicularmente. Al sustituir la ecuación 2.11 en la ecuación 2.8 se tiene:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (2.12)$$

¹² Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja M. Das

2.2.3 Redes de flujo.- ¹³La ecuación de la continuidad (ecuación 2.12) en un medio isotrópico¹⁴ representa dos familias ortogonales de curvas: las líneas de flujo y las líneas equipotenciales.

En la figura 2.5 se muestra la familia de las curvas ortogonales con sus respectivos nombres.

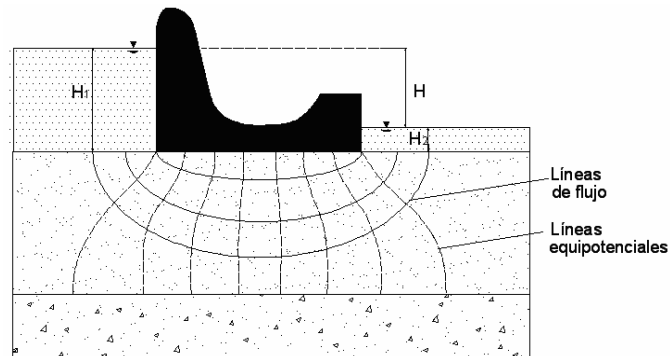


Fig.2.5: Líneas Equipotenciales y Líneas de Flujo

(Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja M. Das)

- **Líneas de flujo:** Es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua viaja del lado de aguas arriba al lado de aguas abajo en medio de un suelo permeable.
- **Líneas equipotenciales:** Es una línea a lo largo de la cual la carga de potencial es igual en todos sus puntos.

Una combinación de varias líneas de flujo y equipotenciales se llama *red de flujo*.

Las redes de flujo se construyen para calcular el flujo del agua en el medio considerado.

Para completar la construcción gráfica de una red de flujo, se deben dibujar las líneas de flujo y equipotenciales de manera que las equipotenciales crucen a las de flujo según ángulos rectos y que los elementos de flujo formados sean aproximadamente cuadrados.

¹³ Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja M. Das

¹⁴ Isotrópico: Las propiedades físicas del suelo son idénticas en todas las direcciones

Las líneas de flujo (N_f) forman canales de flujo y dos líneas equipotenciales (N_d) forman las caídas equipotenciales.

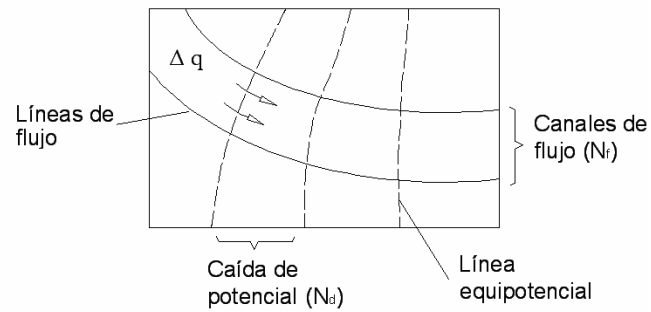


Fig. 2.6: Elementos de una red

(Fuente: Adaptado texto docente)

La pérdida de carga entre dos equipotenciales es:

$$\Delta h = \frac{H}{N_d} \quad (2.13)$$

El caudal a través de un canal de flujo es:

$$\Delta q = k * \Delta h \quad (2.14)$$

Reemplazando la ecuación 2.13 en la ecuación 2.14 se tiene:

$$\Delta q = k * \frac{H}{N_d} \quad (2.15)$$

El caudal total a través de los canales de flujo es dada por:

$$Q = k * \frac{H}{N_d} * N_f \quad (2.16)$$

Ordenando la anterior ecuación:

$$Q = k * H * \frac{N_f}{N_d} \quad (2.17)$$

2.2.3.1 Redes de flujo en cimentaciones.-¹⁵ Cuando una presa está fundada sobre suelos granulares permeables pueden presentarse problemas de erosión interna en el material de la fundación, a causa del flujo que se infiltra bajo la presa y emerge aguas abajo de la misma.

Podría ocurrir que el flujo que se infiltra a través del material de la fundación de la presa, tenga la capacidad de producir el arrastre de las partículas del suelo en la zona aguas abajo de la misma, donde dicho flujo emerge al existir alguna de las siguientes condiciones, o una combinación de ellas:

- Carga hidráulica en el embalse lo suficientemente elevada.
- La carga hidráulica se mantiene el tiempo necesario.
- El material de la fundación es permeable, formado por suelos granulares finos (arena, limos), no cohesivo.
- El recorrido de las filtraciones bajo la base de la presa es relativamente corto.

En la figura 2.7 se representa la red de flujo establecida a través de la fundación de una presa, constituida por un material isotrópico en lo referente a la permeabilidad.

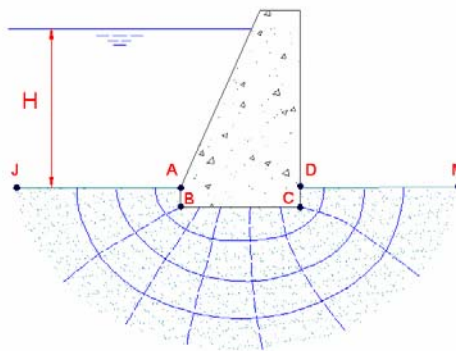


Fig.2.7: Filtraciones bajo la presa

(Fuente: *Presas de corrección de torrenteras y retención de sedimentos* Luís Suárez Villar)

Si se toma como plano de referencia el fondo del embalse (supuesto horizontal) se tendrá que la energía del flujo al comenzar a infiltrarse en el material de la fundación, es igual a la carga H siendo por lo tanto dicha carga la energía correspondiente a la

¹⁵ Presas de corrección de torrenteras y retención de sedimentos Luís Suárez Villar

equipotencial JA. En el caso de la figura 2.7 la energía es nula aguas abajo de la presa (en un caso más general será la que corresponda a la carga de agua en ese sitio), por lo que dicha energía nula corresponde a la equipotencial DM. La energía del flujo infiltrado se va disipando gradualmente a lo largo del recorrido (representado por las líneas de corriente) entre las sucesivas líneas equipotenciales.

La relación entre la caída de la energía y la longitud del recorrido por parte del flujo entre dos equipotenciales sucesivas se denomina gradiente hidráulico y se observa que alcanza un valor máximo en la zona de la fundación ubicada inmediatamente aguas abajo de la presa (punto D), en consecuencia, es en esta zona donde ocurre la disipación de una fracción o salto de la energía total en un menor recorrido y por lo tanto donde existe el mayor peligro que se produzca el arrastre de las partículas del suelo.

Si el flujo emerge al pie de la presa es capaz de arrastrar las partículas del suelo, comenzará a formarse una cavidad en esta zona tal como se indica en la figura 2.8.a, entonces el recorrido de las filtraciones en contacto con la base de la presa ya no será ABCD (figura 2.7) sino AS (figura 2.8 a), que por ser menor incrementa el gradiente hidráulico y por lo tanto la capacidad de arrastre de las partículas por el flujo. Esto hace que la cavidad avance de manera acelerada hacia aguas arriba (figura 2.8 b), hasta alcanzar el embalse de lo cual se producirá el colapso de la presa.

Debido a la forma de avance hacia aguas arriba de la erosión, que se asemeja a la formación de una especie de tubo bajo la presa, este proceso se denomina tubificación de la presa.

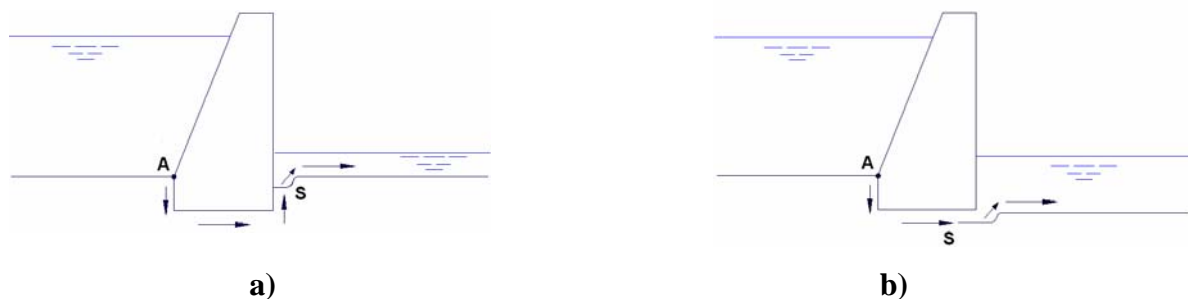


Fig. 2.8. a) Inicio de la tubificación; b) Avance de la tubificación. Colapso inminente
(Fuente: Presas de corrección de torrenteras y retención de sedimentos Luís Suárez Villar)

2.2.3.2 Redes de flujo en el cuerpo de la presa.-¹⁶ El flujo de agua a través de presas de tierra constituye uno de los casos de mayor importancia en la aplicación de la teoría del flujo de agua a los problemas prácticos, ello se debe tanto a la importancia que la presa tiene en si como estructura, como al hecho de que en este caso el problema del flujo presenta características especiales a las que ha de dedicarse un estudio especial para poder llegar a soluciones apropiadas.

El flujo de agua a través de una presa de tierra produce los siguientes efectos:¹⁷

- Uno directo, de pérdida de agua, que suele ser menos importante y más fácil de controlar o subsanar.
- Un estado de presiones internas con componentes opuestas al efecto estabilizador del peso. Además, al estar mojados los materiales, disminuye su cohesión y su resistencia al rozamiento, añadiéndose estos efectos al de sus componentes desestabilizadoras de las presiones internas.
- El paso del agua a través de las zonas con materiales finos tiende a arrastrar esas partículas, con el consiguiente peligro de erosión interna progresiva. Este fenómeno se llama sifonamiento (piping¹⁸).

La presa de tierra es, en muchos sentidos una región de flujo como otra cualquiera; trazando su red de flujo para las condiciones de frontera que se tengan se podrá calcular el caudal de filtración, los gradientes hidráulicos, las velocidades del agua en cualquier punto, las presiones hidrodinámicas, las fuerzas de filtración, etc.¹⁹

La particularidad del problema del flujo a través de presas radica en el hecho de que son necesarios métodos especiales para lograr trazar la red de flujo, en la región de flujo que es la presa de tierra, no se conoce *a priori* una de las fronteras, de modo que no se satisface el pre-requisito básico para resolver el problema, el conocimiento de todas las fronteras de la región para el trazo de la red de flujo.

¹⁶ Presas de corrección de torrenteras y retención de sedimentos Luís Suárez Villar

¹⁷ Tratado básico de presas – Eugenio Vallarino

¹⁸ Piping: Migración de partículas (Tubificación)

¹⁹ Mecánica de suelos III -Juárez Badillo

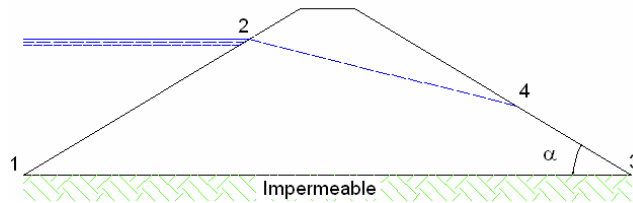


Fig.2.9: Condiciones de frontera en el problema del flujo de agua a través de una presa de tierra
(Fuente: *Mecánica de suelos III* - Juárez Badillo)

Sea la presa de tierra de la figura 2.9, supuesta de material homogéneo e isotrópico. La línea 1-2 es una línea equipotencial, el contacto entre suelo de una frontera impermeable y el material permeable de la cortina es una línea de flujo, estas dos fronteras pueden definirse sencillamente, pero no las restantes de la región. Existe una línea de flujo como la 2-4, debajo de la cual la cortina se satura por el agua que fluye y arriba de la cual, descontando una estrecha franja saturada por capilaridad, el suelo permanece seco. Sin embargo, la forma de esa línea de flujo 2-4 no se conoce *a priori* y la posición del punto 4, tampoco. La línea de flujo de 2-4 que limita la zona de flujo dentro de la presa, recibe el nombre de **“línea de corriente superior”** y ha de ser, por lo menos, aproximadamente determinada para poder trazar la red de flujo, cuyas características, a su vez, influyen en su compleja determinación. Algo similar puede decirse de la línea 4-3, abierta al aire, que está definida por la posición del punto 4.

La línea de corriente superior no sólo es línea de flujo, si no que también es línea equipotencial, en la que todos los puntos tienen la presión cero (o atmosférica, en la escala absoluta de presiones); este hecho se ve inmediato, si el agua estuviese a mayor presión en un punto dado de la línea en cuestión, subiría mas, de modo que el punto no sería ya de la línea de corriente superior se cumplirán no solo las propiedades de las líneas de flujo, sino también la línea equipotencial, es decir que las líneas equipotenciales cortaran a las líneas de corriente superior a intervalos verticales iguales entre si e iguales al intervalo Δh de la red. La misma propiedad se cumple a lo largo de la línea 4-3 que es una equipotencial por estar abierta al aire. Para dibujar la red de flujo primero se determina la línea de corriente superior.

- **Condiciones generales de entrada y salida de la línea de corriente superior.**²⁰ La forma en que la línea de corriente superior debe entrar en el material permeable de la presa de tierra en estudio, puede determinarse a partir del hecho de que la superficie de entrada 1-2 es una línea equipotencial (figura 2.9), en tanto que la línea de corriente superior lo es de flujo; por lo tanto, la línea en cuestión debe de entrar en la presa formando un ángulo de 90° con la superficie 1-2. La entrada de la línea de corriente superior puede, sin embargo, ocurrir en la presa de un modo diferente cuando el talud aguas arriba de la presa está invertido ($\alpha > 90^\circ$), según se muestra en la figura 2.10.

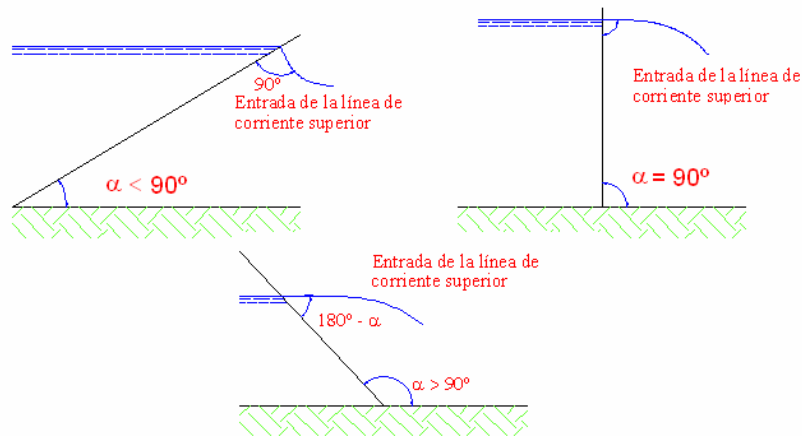


Fig.2.10: Condiciones de entrada de la línea de corriente superior en la presa de tierra
(Fuente: Mecánica de suelos III Juárez Badillo)

Las condiciones de salida de la línea de corriente superior, o sea el ángulo con que dicha línea intercepta al talud aguas abajo de la presa en el punto 4 (figura 2.9), dependen del ángulo que dicho talud forma con la horizontal, cuando el ángulo es menor o igual que 90° como sucede con el ángulo α de la figura 2.9, la línea de corriente superior debe salir tangente al talud aguas abajo, siendo el punto de tangencia el punto 4.

²⁰ Mecánica de suelos III -Juárez Badillo

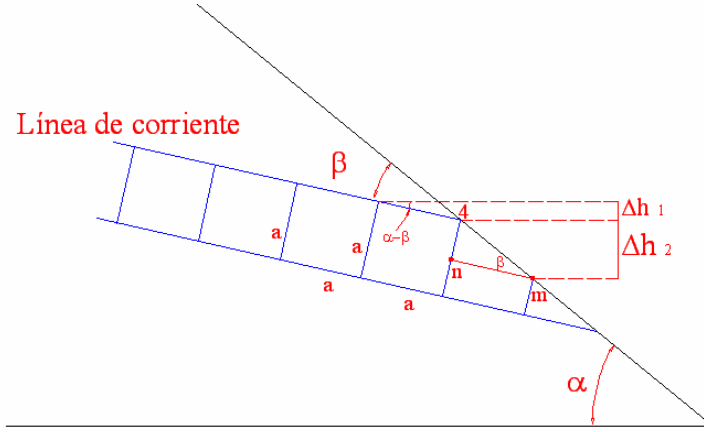


Fig. 2.11: Estudio de la condición de salida de la línea de corriente superior para $\alpha \leq 90^\circ$

(Fuente: Mecánica de suelos III Juárez Badillo)

Se admitirá en principio que la línea de corriente superior no es tangente al talud de aguas abajo de la presa, sino que sale formando un ángulo β con él.

Entonces puede calcularse el valor de Δh_1 , que resulta ser:

$$\Delta h_1 = a \operatorname{sen} (\alpha - \beta) \quad (2.18)$$

Y el de Δh_2 , que podrá calcularse (en la figura 2.11 el segmento $a = \overline{mn}$) como sigue:

$$\overline{m4} = \frac{\overline{mn}}{\cos \beta} = \frac{a}{\cos \beta} \quad (2.19)$$

Y por lo tanto:

$$\Delta h_2 = \overline{m4} \cos (90 - \alpha) = \frac{a}{\cos \beta} \operatorname{sen} \alpha \quad (2.20)$$

Debe tenerse que:

$$\Delta h_1 = \Delta h_2 \quad (2.21)$$

Por lo tanto:

$$\text{sen}(\alpha - \beta) = \frac{\text{sen} \alpha}{\cos \beta} \quad (2.22)$$

Para cualquier valor de $\beta > 0$ se tiene que:

$$\text{sen}(\alpha - \beta) < \text{sen} \alpha \quad (2.23)$$

$$\frac{\text{sen} \alpha}{\cos \beta} > \text{sen} \alpha \quad (2.24)$$

Luego la igualdad anterior no es posible para ningún valor de $\beta > 0$ y sólo puede cumplirse y junto con ella la condición de igualdad de las caídas Δh , para $\beta = 0$ con lo que la línea de corriente superior debe salir tangente al talud aguas abajo.

Si el talud aguas abajo de la presa de tierra es vertical ($\alpha = 90^\circ$), la condición de salida se sigue cumpliendo como se sigue cumpliendo como se muestra a continuación en la figura 2.12.

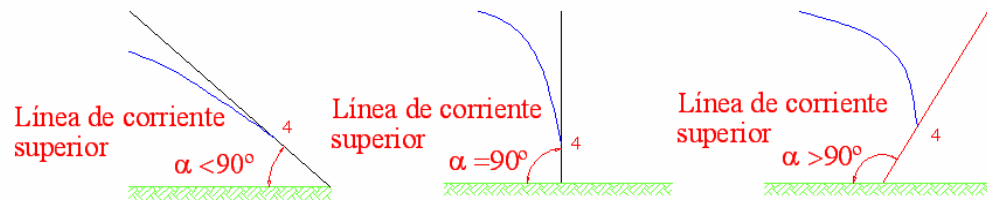


Fig. 2.12: Condiciones de salida de la línea de corriente superior en presas de tierra

(Fuente: Mecánica de suelos III Suárez Badillo)

Si el talud aguas abajo es invertido ($\alpha > 90^\circ$) lo cual es una condición posible en muchas presas de tierra, pues los respaldos de enrocamiento permiten diseños del corazón que por sí solos serían inestables, a menos que la línea de corriente superior salga vertical no se puede lograr simultáneamente el que la red de flujo sea de cuadrados y que se cumpla la condición de igualdad de las caídas de potencial Δh en las líneas equipotenciales sucesivas, arriba y abajo del punto de salida.

2.3 DETERMINACIÓN DE LA LÍNEA DE CORRIENTE SUPERIOR.

La línea de corriente superior existe en todas las presas de materiales sueltos en las que hay flujo. Solo en casos particulares el flujo puede producirse exclusivamente a través de la cimentación.

Es de gran interés determinar la línea de corriente superior, pues con ella se define el contorno de la red y se facilita la obtención de las líneas restantes.

El desplazamiento de la línea de corriente superior depende de la geometría de la sección. En los suelos con permeabilidad relativas las líneas de corriente superior alcanzan posiciones idénticas

La estabilidad de la línea de corriente superior varía en la arcilla y en la arena aun si tienen la misma sección transversal. Para la determinación del flujo infiltrado a través de la presa depende del tipo de flujo que se presente, puede ser turbulento o laminar. La infiltración de un flujo no confinado a través de una presa homogénea presenta una superficie freática parabólica.

2.3.1 Método de Albert Casagrande para la línea de corriente superior en una presa de tierra $\alpha=180^\circ$. Este método es sugerido por Albert Casagrande, en 1937, aplica una solución para el caso ilustrado de la figura 2.13 común en presas de tierra y en el que el ángulo α tiene el valor de 180° .

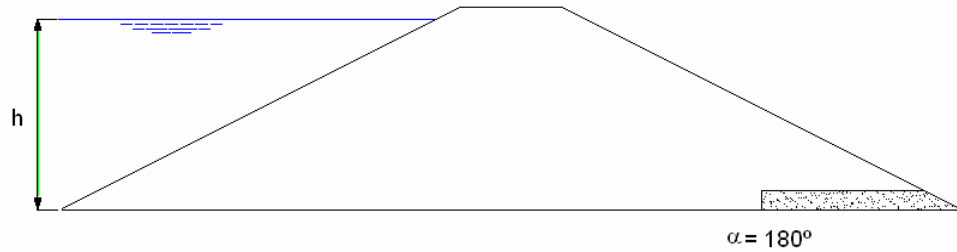


Fig. 2.13: Presa de tierra con drenaje horizontal $\alpha=180^\circ$

(Fuente: Adaptado de texto docente)

Este método consiste en trazar una parábola geométrica para corregirla con respecto a los extremos de entrada y salida, como ya se describió para la determinación de la línea de corriente superior.

Para dibujar la línea de corriente superior se halla la directriz de la parábola base para esto se sigue los siguientes pasos y consideraciones:

- Se dibuja la presa a escala figura 2.14.
- Tomamos como foco de la parábola base el inicio del dren.
- En la figura 2.14 G es el punto de intersección del nivel del agua con la perpendicular que pasa por A (punto de la presa).
- De la figura 2.14 se tiene la distancia \overline{EG} (donde E es la intersección del nivel de agua con la presa).
- El punto B se encuentra a 0.3 de la distancia de \overline{EG} , es decir: $\overline{EB} = 0.3\overline{EG}$.
- Luego se halla “ d ” que es la distancia desde el origen “ O ” o foco “ F ” (inicio del dren, $O = F$), hasta la perpendicular que pasa por el punto B .

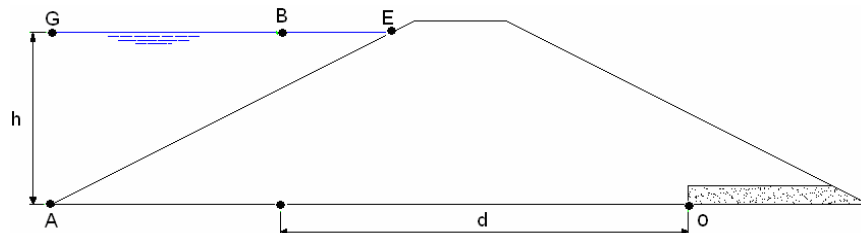


Fig.2.14: Puntos iniciales para el dibujo de la parábola base

(Fuente: Adaptado de texto docente)

- Se dibuja un arco con centro en B y radio \overline{BF} .
- Intersectar la horizontal que pasa por B con el arco formado anteriormente, con esto se determina H .
- Por H pasa la vertical que se intersecta con la base de la presa ese es el punto D . La vertical es la directriz de la parábola base (el segmento \overline{DH} de la figura 2.16).
- La propiedad de la parábola es que cada punto es equidistante desde el foco hasta la directriz \overline{DH} y la distancia a la directriz es “ s ”.
- Entonces: $\overline{OC} = \overline{CD}$ y para todos los puntos X , $\overline{XX'} = \overline{FX}$.

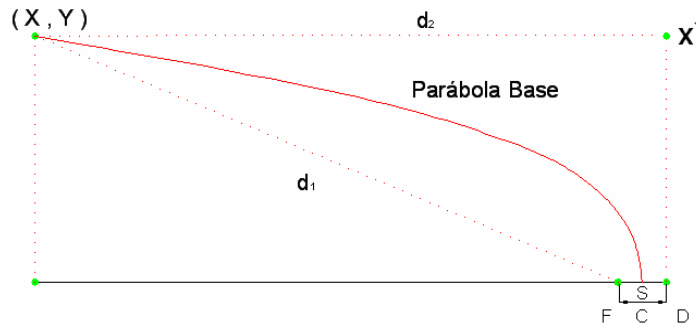


Fig.2.15: Parábola base cuando $\alpha = 180^\circ$

(Fuente: Adaptado del texto docente)

- Ecuación de la parábola

Distancia foco a punto:

$$d_1 = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (2.25)$$

Distancia punto a directriz:

$$d_2 = x + s \quad (2.26)$$

De la gráfica 2.15:

$$d_1 = d_2 \quad (2.27)$$

Reemplazando los valores de d_1 y de d_2 en la igualdad anterior (ecuación 2.27), se tiene la ecuación de la parábola base:

$$\sqrt{x^2 + y^2} = x + s \quad (2.28)$$

- El punto “B” es conocido con coordenadas (d, h) , estas coordenadas se reemplaza en la ecuación 2.28, para obtener el valor de s , que es la distancia del segmento \overline{FD} .

$$s = \sqrt{d^2 + h^2} - d \quad (2.29)$$

- Con la ecuación 2.28 se construye la parábola con foco en el origen “O”
- La pequeña contra curva hacia *E* puede ser estimada y luego ser ajustada durante el dibujo de la red de flujo como se muestra en la figura 2.16.
- El último punto de la línea de corriente superior sobre el dren es *C*.
- El Punto “C” se halla a la mitad de la distancia “S”.

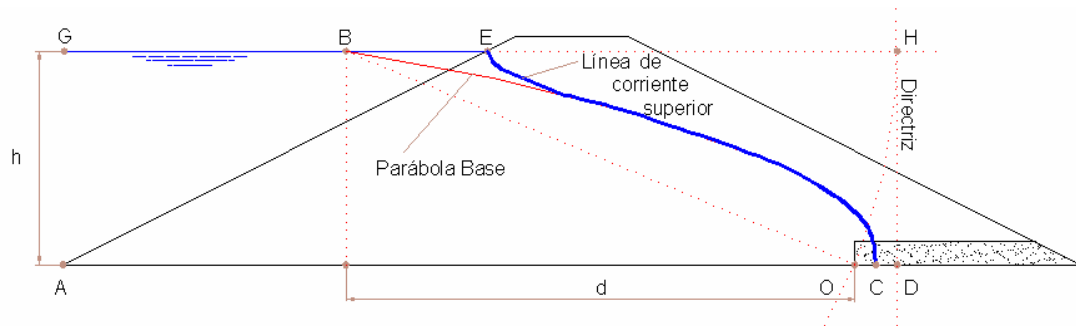


Fig.2.16: Línea de corriente superior cuando $\alpha = 180^\circ$

(Fuente: Adaptado del texto docente)

- Cálculo del caudal:
desarrollando la ecuación 2.28

$$x^2 + y^2 = x^2 + s^2 + 2 * x * s \quad (2.30)$$

despejando:

$$y = \sqrt{s^2 + 2 * x * s} \quad (2.31)$$

derivando la ecuación 2.31

$$\frac{\delta y}{\delta x} = \frac{s}{\sqrt{s^2 + 2 * x * s}} \quad (2.32)$$

cuando $x = 0$:

$$\frac{dy}{dx} = 1 \cong \frac{dy}{ds} \quad (2.33)$$

La ecuación del caudal es:

$$q = k * y * \frac{dy}{dx} \quad (2.34)$$

$$\text{Si } x = 0 \quad ; \quad y = s \quad ; \quad \frac{dy}{dx} = 1$$

La estimación teórica del caudal a través de la presa es:

$$q = k * S \quad (2.35)$$

2.3.2 Método de Albert Casagrande – Línea de corriente superior para presas de tierra sin drenaje $\alpha < 90^\circ$.²¹ Casagrande de sus experiencias y cálculos deduce que la línea de corriente superior de una presa homogénea (figura 2.17) es tangencial a la superficie del talud aguas abajo de la presa.

²¹ Tratado básico de presas - Eugenio Vallarino

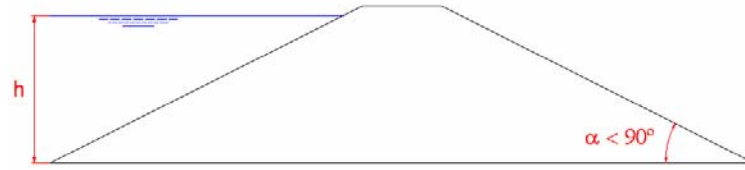


Fig. 2.17: Presa de tierra sin drenaje cuando $\alpha < 90^\circ$

(Fuente: adaptado de texto docente)

Para la solución se usa un procedimiento similar al anterior, excepto que en este caso, el foco F de la parábola es el pie del talud de aguas abajo y arranque en un punto B , tal que $\overline{BE} = 0,3 \overline{EG}$ (figura 2.18). En este caso la parábola base intersecta la cara de la descarga, que llegaría ser el talud aguas abajo.

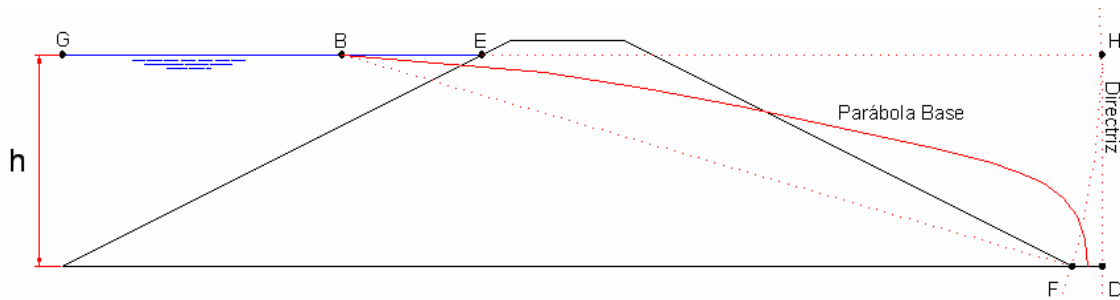


Fig. 2.18: Parábola base cuando $\alpha < 90^\circ$

(Fuente: adaptado de texto docente)

El punto K de intersección de la parábola con el paramento libre aguas abajo (figura 2.19) debe corregirse hasta el punto C , siendo:

El caudal infiltrado

$$q = k * y * \frac{dy}{ds} \quad (2.36)$$

Integrando la ecuación anterior

$$\int q * ds = \int k * y * dy$$

$$q * s = k * \frac{y^2}{2} + Cte$$

Reemplazando el punto B conocido de coordenadas $s = s_0$, $y = h$ (longitud \overline{DB}) en la anterior ecuación se tiene:

$$Ctte = q * s_0 - \frac{k * h^2}{2} \quad (2.37)$$

En el punto de tangencia $\frac{dy}{ds} = \sin \alpha$; $y = a * \sin \alpha$

$$q = k * a * \sin \alpha * \sin \alpha = k * a * \text{sen}^2 \alpha \quad (2.38)$$

$$q = k * a * \text{sen}^2 \alpha \quad (2.39)$$

$$k * a * \text{sen}^2 \alpha = \frac{k}{2 * (s - s_0)} * (y^2 + h^2) \quad (2.40)$$

Con la siguiente ecuación se puede plotear la línea de flujo, s hasta cualquier punto podría nuevamente ser tomado aproximadamente como la distancia entre el pie D.

$$a * \text{sen}^2 \alpha = \frac{(y^2 - h^2)}{2 * (s - s_0)} \quad (2.41)$$

Cuando $s = a$, $y = a * \text{sen} \alpha$

$$a * \text{sen}^2 \alpha = \frac{a^2 \text{sen}^2 \alpha - h^2}{2(a - s_0)} \quad (2.42)$$

Despejando a :

$$\overline{CF} = a = s_0 - \sqrt{s_0^2 - \frac{h^2}{\text{sen}^2 \alpha}} \quad (2.43)$$

S es la suma de la longitud del arco de parábola \overline{BK} más el tramo \overline{KF} del paramento libre. Para $\alpha < 60^\circ$ puede suponerse con suficiente aproximación que esa longitud es la hipotenusa del triángulo $F B B^o$ (figura 2.19):

$$s \approx \sqrt{h^2 + d^2} \quad (2.44)$$

y resulta:

$$a = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad (2.45)$$

Corregida “ a ”, que estima la parte de parábola próxima al paramento para que el punto de intersección baje del punto K al punto C , resta otra pequeña corrección del arranque de la línea de corriente superior en el paramento mojado, de forma que sea normal a éste hasta empalmar con la parábola.

La distancia del punto de corte K al foco F es $a + \Delta a$. Es decir: $\overline{FK} = a + \Delta a$. La línea de flujo pasa tangencialmente por el punto C , que esta sobre el talud de aguas abajo a una distancia a del foco medida sobre el talud. Según la gráfica: $\overline{FC} = a$

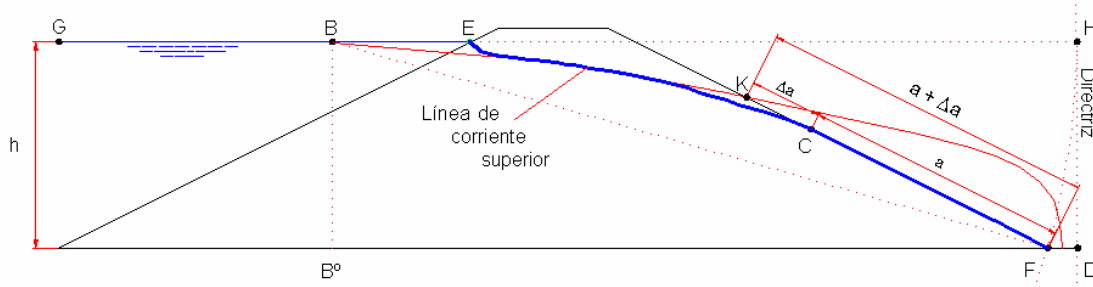


Fig. 2.19: Línea de corriente cuando $\alpha < 90^\circ$

(Fuente: adaptado de texto docente)

Esta construcción gráfica vale para $\alpha < 60^\circ$, lo que se cumple en todas las presas homogéneas. Pero en las heterogéneas hay núcleos verticales o inclinados y drenes interiores; la salida del agua al medio drenante puede dar $\alpha > 60^\circ$ e incluso $\alpha > 90^\circ$. Puede darse este caso en una presa homogénea con drenajes horizontales profundos o drenes chimenea. Para estos casos Casagrande da un gráfico (figura 2.20) para determinar el desplazamiento $\Delta a = \overline{KC}$ del punto de salida respecto a la intersección de la parábola, como es lógico, puesto que sería el caso de un dren horizontal en una presa homogénea.²²

²² Tratado básico de presas - Eugenio Vallarino

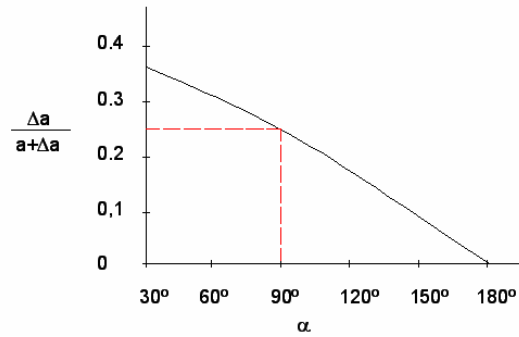


Fig.2.20: Valores de $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ en función de α

(Fuente: Tratado básico de presas- Eugenio Vallarino)

2.3.3 Método de Casagrande – Línea de corriente en una presa de tierra con pie de roca $90^\circ < \alpha < 180^\circ$. Para dibujar la línea de corriente superior para el caso que se muestra en la figura 2.21, primero debemos dibujar la parábola base que sigue el procedimiento explicado anteriormente.²³

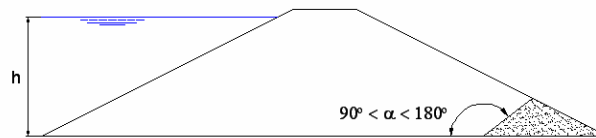


Fig.2.21: Presa de tierra con pie de roca cuando $90^\circ < \alpha < 180^\circ$

(Fuente: Adaptado de texto docente)

La figura 2.22 muestra la construcción de la parábola base, con sus puntos de construcción.

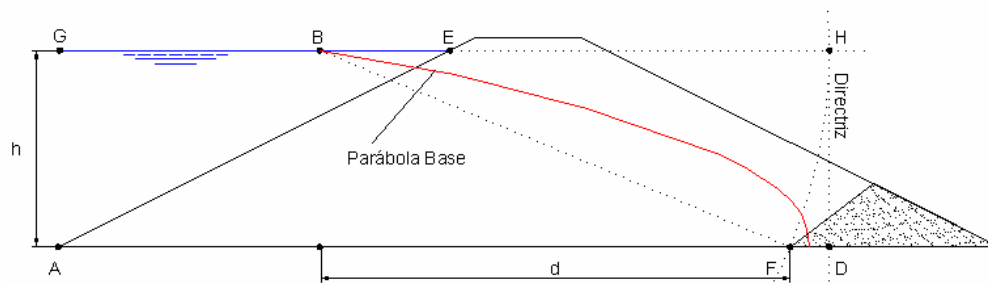


Fig.2.22: Parábola base para una presa de tierra con pie de roca cuando $90^\circ < \alpha < 180^\circ$

(Fuente: Adaptado de texto docente)

²³ Adaptado de texto docente

La parábola base corta al pie de roca en el punto K , sirve de guía para la construcción de la línea de corriente. La distancia del punto de corte K al foco F es $a + \Delta a$. Es decir: $\overline{FK} = a + \Delta a$.

En la figura 2.23 se muestra un detalle de los puntos sobre la cara aguas arriba del pie de roca y de la caída de la línea de corriente superior. El punto C se encuentra sobre el talud de aguas arriba del pie de roca, la línea de corriente cae perpendicular al punto C .

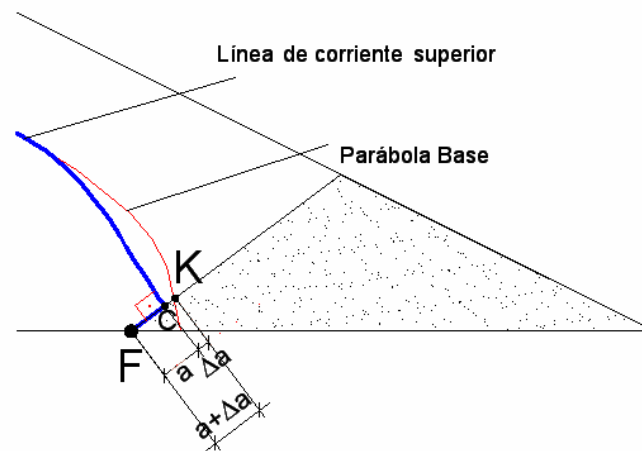


Fig.2.23: Detalle de la línea de corriente superior cuando $90^\circ < \alpha < 180^\circ$

(Fuente: Adaptado de texto docente)

En la figura 2.24 se muestra la línea de corriente para cuando $90^\circ < \alpha < 180^\circ$.

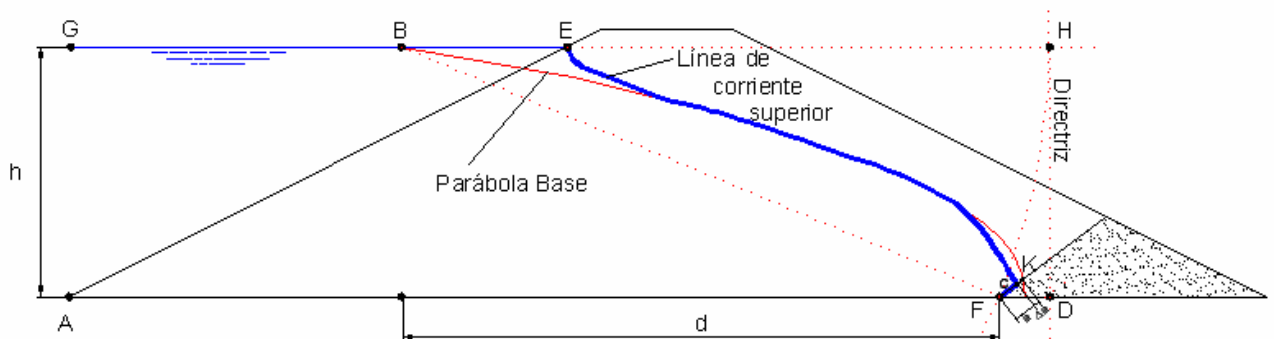


Fig.2.24: Línea de corriente superior cuando $90^\circ < \alpha < 180^\circ$

(Fuente: Adaptado de texto docente)

2.3.4 Método de Schaffernak-Van Iterson–Línea de corriente superior cuando $\alpha < 30^\circ$.-

²⁴ El primer método aproximado para conocer la forma de la línea de corriente superior y el gasto de una presa de sección homogénea o en el corazón impermeable de otra sección diferente, fue presentado simultáneamente por Schaffernak-Van Iterson. El método descansa en la hipótesis de Dupuit:

1. Que para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior las líneas de flujo pueden considerarse horizontales y consecuentemente, las líneas equipotenciales como verticales.
2. Que el gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la línea de corriente superior en el punto de que se trate y es constante en cualquier punto de la vertical que se trace por aquél ($\frac{dy}{dx}$ en lugar de $\frac{dy}{ds}$).

Este método toma como consideración hasta cierto punto las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior (figuras: 2.10- 2.12).

El caudal infiltrado en cualquier sección vertical según la ecuación 2.34 es:

$$q = k * y * \frac{dy}{dx}$$

Integrando la ecuación anterior:

$$\int q * dx = \int k * y * dy$$

$$q * x = k * \frac{y^2}{2} + Ctte \quad (2.46)$$

²⁴ Mecánica de suelos III -Juárez Badillo

La constante de integración (C_{tte}) puede obtenerse manejando las coordenadas del punto conocido, por el que pasa la parábola. Reemplazando el punto B conocido de coordenadas $x = d$, $y = h$ en la ecuación 2.46 se tiene:

$$C_{tte} = q * d - \frac{k * h^2}{2} \quad (2.47)$$

reemplazando el valor de la constante de integración (ecuación 2.47) en la ecuación 2.46

$$q * x = k * \frac{y^2}{2} + q * d - \frac{k * h^2}{2} \quad (2.48)$$

Despejando la anterior ecuación se obtiene la ecuación de la línea de corriente superior:

$$q (x - d) = \frac{k}{2} * (y^2 - h^2) \quad (2.49)$$

La línea de infiltración comienza a ser tangencial a la superficie inclinada del talud aguas abajo en el punto C siendo la distancia $DC = a$ como se muestra en la figura 2.25.

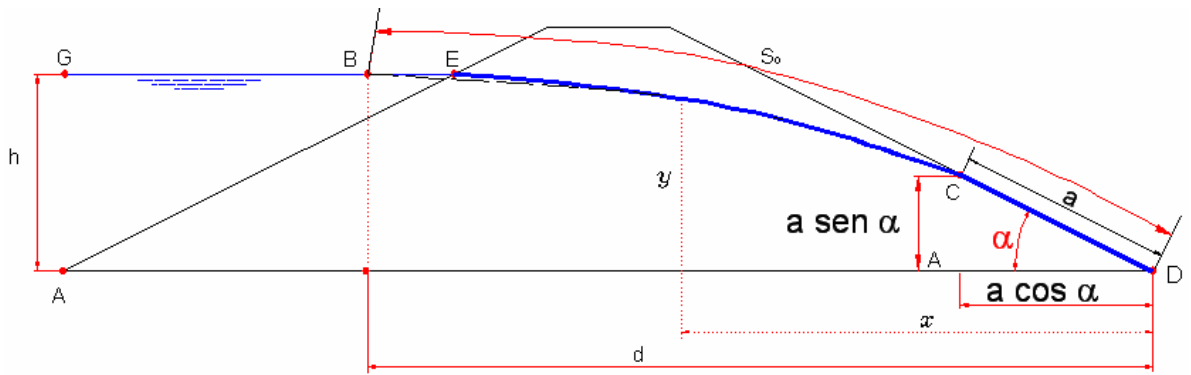


Fig.2.25: Determinación de la línea de corriente cuando $\alpha < 30^\circ$

(Fuente: Mecánica de suelos III-Juarez Badillo)

Considerando la sección vertical en C se tiene que:

$$y = a * \sin \alpha ; x = a * \cos \alpha$$

Además, en el punto C el gradiente hidráulico vale, según Dupuit:

$$i = \frac{dy}{dx} = \tan \alpha$$

se tiene el caudal en la sección vertical que pasa por C:

$$q = k * a * \sin \alpha * \tan \alpha \quad (2.50)$$

La ecuación 2.50 permitiría calcular el gasto a través de la presa a condición de conocer el valor de a ; esta ecuación es denominada la fórmula de la tangente llevada a la ecuación 2.49:

$$k * a * \sin \alpha * \tan \alpha = \frac{k}{2 * (x - d)} * (y^2 - H^2) \quad (2.51)$$

Para obtener el valor de a se reemplaza los valores de $y, q, \frac{dy}{dx}$ en la ecuación anterior.

$$a \sin \alpha \tan \alpha (d - a \cos \alpha) = \frac{h^2 - a^2 \sin^2 \alpha}{2} \quad (2.52)$$

Despejando a :

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (2.53)$$

2.3.5 Método gráfico para determinar “a”.- ²⁵L. Casagrande propuso en este caso una solución gráfica de la ecuación 2.43 que se describe a continuación:

- A partir del punto conocido B trazar una vertical.
- Prolongar la línea de la pendiente del talud de aguas abajo hasta intersectar la vertical por B que será el punto 1.
- Dibujar una semicircunferencia con diámetro $\overline{D1}$
- Prolongar la horizontal por B hasta intersectar con la pendiente del talud aguas abajo, la intersección será el punto 2.
- Con radio $\overline{D2}$ trazar un arco hasta intersectar la semicircunferencia que será el punto 3.
- Con radio $\overline{13}$ trazar un arco hasta intersectar la línea de la pendiente del talud aguas abajo, encontrando el punto C.
- El segmento \overline{DC} es la distancia a

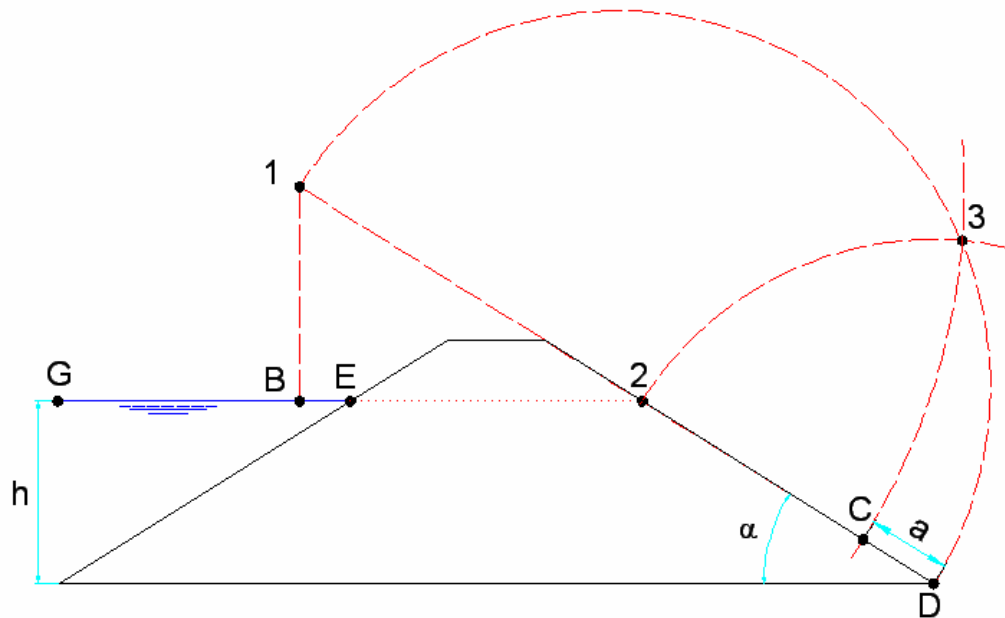


Fig.2.26: Gráfica para determinar “a”
(Fuente: Adaptado de texto docente)

²⁵ Mecánica de suelos III Juárez Vadillo

2.3.6 Método de Albert Casagrande.-²⁶ Existe otro método para dibujar la parábola, que es el cálculo del flujo laminar a través de los medios porosos de las presas de materiales sueltos.

De acuerdo a la metodología desarrollada por A. Casagrande. La línea de flujo en un medio homogéneo e isotrópico en relación a la permeabilidad, puede ser determinada aproximadamente dibujando una parábola entre los puntos B y S de la figura 2.27.

De una manera simplificada, la ecuación 2.45 da la distancia “a” a la cual aflora la línea de saturación respecto al pie del talud aguas abajo, puede expresarse como:

$$a = \sqrt{d^2 + h^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$$

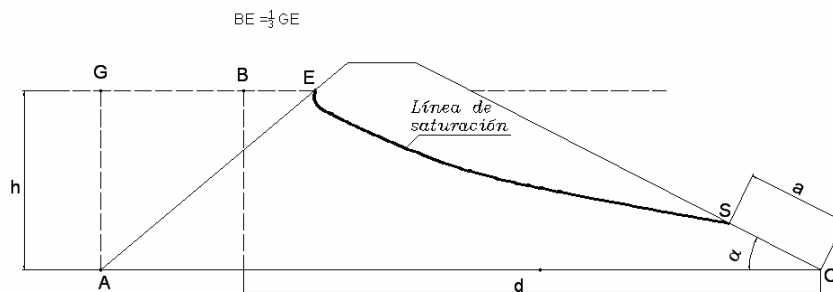


Fig. 2.27: Esquema de la línea de corriente superior

(Fuente: Presas de corrección de torrenteras y retención de sedimentos Luís Suárez Villar)

La línea de saturación en el caso de flujo laminar es una parábola su determinación se indica a continuación:

- Se prolonga la línea horizontal correspondiente a la superficie del agua embalsada hasta interceptar el talud aguas abajo de la presa en el punto R.
- Se determina el punto B siendo la distancia \overline{BE} la tercera parte de \overline{GE}
- Se divide el segmento \overline{BR} en un cierto número de partes iguales. En el caso de la figura se ha dividido en 4 partes, cuyos puntos se numeran secuencialmente, siendo 0 el punto R y 4 el punto B.

²⁶ Presas de corrección de torrenteras y retención de sedimentos Luís Suárez Villar

- Se determina la distancia “a” utilizando la ecuación 2.46 quedando así determinado el punto S.
- El segmento \overline{SR} se divide en el mismo número de partes iguales en que se dividió el segmento \overline{BR} (4 partes en el caso de la figura) y los puntos se numeran secuencialmente, siendo 0 el punto S y 4 el punto R.
- Se unen mediante rectas los numerados del segmento \overline{BR} con el punto S.
- Por los puntos numerados del segmento \overline{SR} se trazan rectas horizontales.
- Las intersecciones de las rectas con números iguales son puntos de la parábola de la línea de saturación.
- En el punto E es necesario hacer una pequeña corrección (a mano), ya que la línea de saturación debe pasar por dicho punto y ser perpendicular al talud aguas arriba de la presa, por ser éste una equipotencial del flujo.

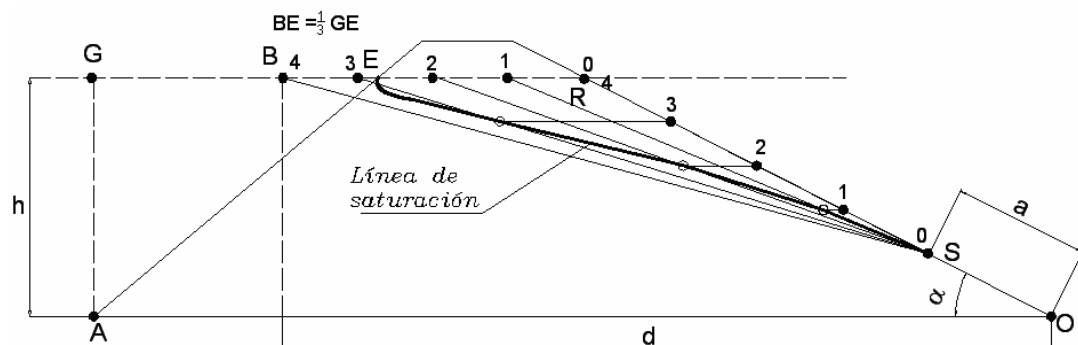


Fig. 2.28: Determinación de la línea de saturación en régimen laminar

(Fuente: Presas de corrección de torrenteras y retención de sedimentos Luís Suárez Villar)

Los métodos anteriores presentan errores.

Pendiente	$\tan \alpha \left(\frac{dy}{dx} \right)$	$\sin \alpha \left(\frac{dy}{ds} \right)$
30°	0.577	0.5
60°	1.732	0.866
90°	∞	1.00

Tabla.2.2: Errores de los métodos para diferentes ángulos

(Fuente: Adaptado de texto docente)

2.4 ISOTROPIA TRANSVERSAL.

En el suelo siempre se presenta la variación por la no uniformidad en la compactación. Es frecuente la anisotropía en la cimentación, e incluso en la propia presa, por el efecto de la consolidación producida por la compactación, o debida acción de drenes horizontales. En estos casos se debe emplear un artificio de transformación para convertir la anisotropía en isotropía.

Para suelos anisotrópicos, se presenta los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical generalmente la permeabilidad horizontal es mayor que la vertical: $k_h \succ k_v$

Tipo de material	Permeabilidad
Material Uniforme	$k_h = 4 k_v$
Material Heterogéneo	$k_h = (10 - 20) k_v$

Tabla.2.3: Permeabilidad en suelo anisotrópico

(Fuente: Adaptado de texto docente)

Cuando el suelo presenta diferentes estratos las permeabilidades estarán de acuerdo a la permeabilidad de cada capa con su respectiva profundidad.

$$k_h = \frac{k_1 * Z_1 + k_2 * Z_2 + k_3 * Z_3 + + k_n * Z_n}{\sum Z_n} \quad (2.54)$$

$$k_v = \frac{Z}{\frac{Z_1}{k_1} + \frac{Z_2}{k_2} + \frac{Z_3}{k_3} + + \frac{Z_n}{k_n}} \quad (2.55)$$

En un suelo anisotrópico, $k_h \neq k_v$ y, en la dirección promedio del flujo k_f tiene un valor entre k_x y k_y . Por consiguiente, la ecuación de Laplace para un flujo bidimensional se transforma en: ²⁷

$$k_h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_v \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.56)$$

o bien,
$$\frac{\partial^2 h}{\left(\frac{k_v}{k_h}\right) \partial x^2} = 0$$

Pero, con $x^2 \frac{k_v}{k_h} = x_T^2$ esto es $x_T = x \sqrt{\frac{k_v}{k_h}}$ (2.57)

La ecuación de continuidad es:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x_T^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.58)$$

La ecuación 2.57 proporciona un factor de escala por medio del cual una región de flujo anisotrópico real se transforma en una región de flujo isotrópico conceptual; el coeficiente de permeabilidad en la dirección del flujo es igual a su valor isotrópico equivalente:

$$k_f = k_h \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} = \sqrt{k_h k_v} \quad (2.59)$$

La primera etapa de la construcción de una red de flujo consiste en trazar la sección transversal de la región de flujo usando una escala vertical (eje y) normal y una escala horizontal (eje x) transformada (figura 2.29).

²⁷ Mecánica de suelos - Roy Witlow

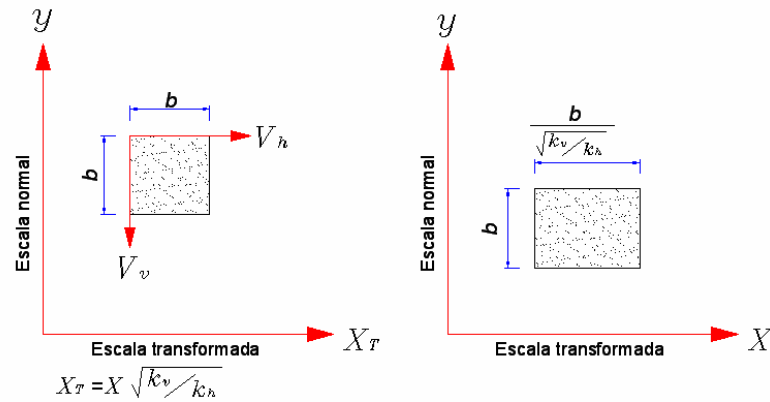


Fig. 2.29: Transformación de un elemento de flujo

(Fuente: Mecánica de suelos - Roy Witlow)

Se traza entonces una red de flujo suponiendo condiciones isotrópicas, esto es, con campos “cuadrados” e intersecciones de 90° (figura 2.30 a). Se trabaja con la sección transformada para dibujar la línea freática y la red de flujo con los métodos descritos anteriormente, considerándolo homogéneo.

Finalmente se obtiene, la red de flujo real se tiene trazando la sección empleando la misma escala en las direcciones x y y (figura 2.30 b).

Las distancias horizontales, incluyendo las líneas de la red, se dividen entre el factor. La red real de flujo es la representación correcta de las condiciones anisotrópicas, aunque las intersecciones ya no son de 90° y los campos ya no son cuadrados.

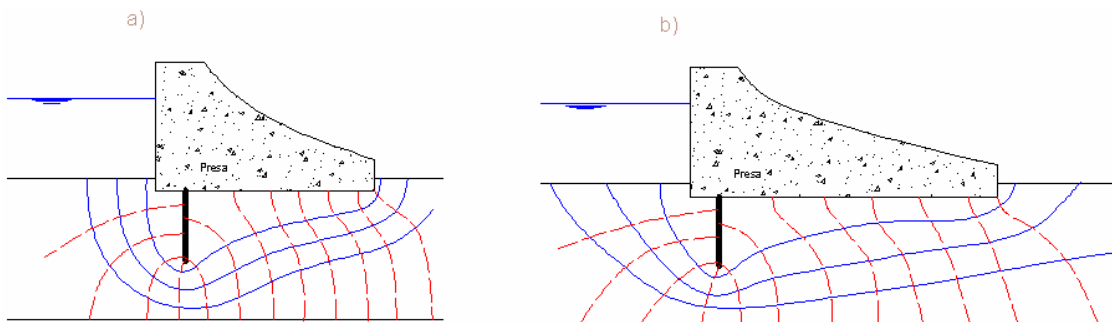


Fig. 2.30: a) Red de flujo con escala transformada b) Red de flujo retrazada con escala normal

(Fuente: Mecánica de suelos - Roy Witlow)

La permeabilidad efectiva se expresa:

$$K = \sqrt{k_h * k_v} \quad (\text{ecuación 2.59})$$

El cálculo del caudal se puede realizar en la sección transformada, tomando el valor obtenido de la ecuación 2.59 y el valor de S (área de la sección transformada).

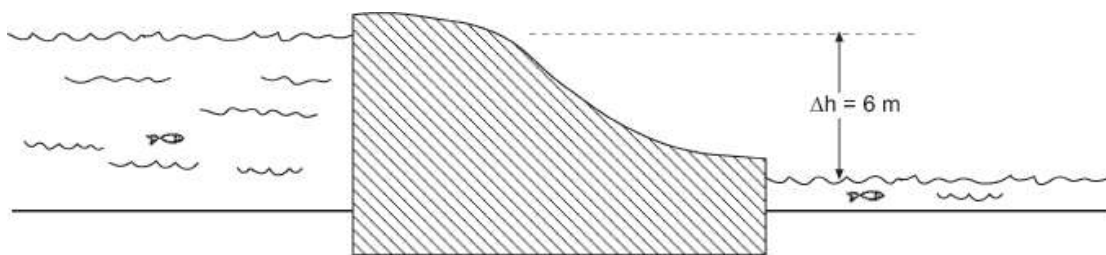
$$q = K * S \quad (2.61)$$

2.5 EJEMPLOS.

Ejemplo 5.1

La presa del dibujo se asienta sobre materiales cuya conductividad hidráulica es 0,3 m/día. Bajo dichos materiales se encuentra un sustrato impermeable. Se pide:

- Dibujar la red de flujo bajo la presa.
- Calcular el flujo por metro de presa (un metro perpendicular al dibujo).
- La pérdida de altura de agua en un punto cualquiera bajo la presa.



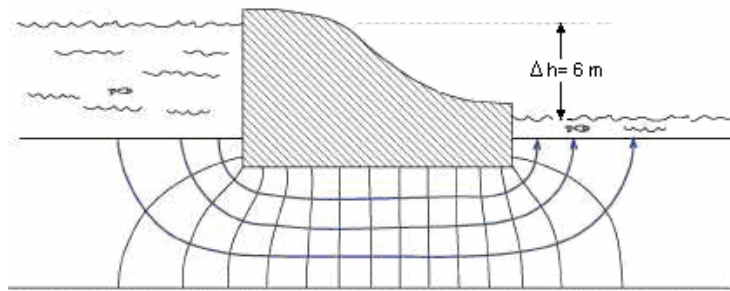
Estrato Impermeable

Solución:

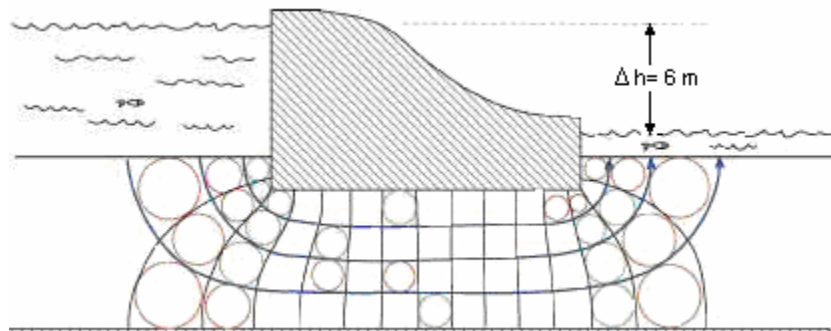
a) Dibujo de la red de flujo

Se han dibujado tres líneas de flujo, pero eso no es regla, la red puede ser más densa con la cual se obtendría una solución mas precisa. Pero sería más difícil o imposible de realizar a mano.

La base de la presa y la formación impermeable inferior funcionan como líneas de flujo, por tanto, las equipotenciales deben cortarlas perpendicularmente.



Hemos de suponer que una gota procedente del infinito (a la izquierda del dibujo) circula pegada al fondo y finalmente asciende fuera del dibujo por la derecha. Esto nos hace considerar que además de todos los cuadros dibujados también aparecen dos "cuadros abiertos", a la izquierda y a la derecha de la red dibujada. Por el contrario, el agua a ambos lados de la presa es una línea equipotencial: todos los puntos del fondo del lago tienen el mismo potencial. Por tanto, las líneas de flujo nacen y terminan perpendicularmente.



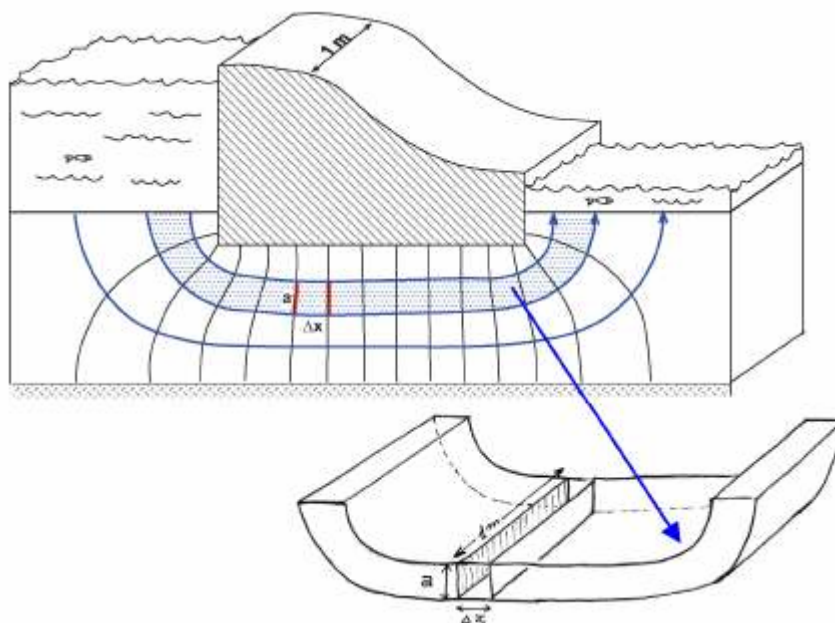
Aunque parezca que cumple las normas (huecos cuadrados, cortes perpendiculares) hemos dibujado círculos inscritos en algunos huecos, observando que algunos pueden ser aceptables (en verde, punteados), pero la mayor parte de ellos no son cuadrados (los de color rojo, interior sin puntos).

Es muy difícil dibujar a mano (como es el caso) una red de flujo perfecta, pero para mostrar cualitativamente el flujo y para el cálculo que realizaremos ahora, la precisión es suficiente.

b) Cálculo del caudal bajo la presa

De la red de flujo dibujada en el anterior inciso se tiene que $N_d = 15$ y $N_f = 4$.

Vamos a aplicar la Ley de Darcy a un tramo de presa de 1 metro. Calcularemos el caudal para uno de los cuatro tubos de corriente, por ejemplo el que aparece punteado en la figura.



Y dentro de este tubo aplicaremos la Ley de Darcy a la sección de una presa de las superficies equipotenciales, cuya ancho sería **a**.

Consideremos ese tubo aislado y apreciamos que la sección es igual a:

$$\text{Área} = a \cdot 1$$

La distancia entre esa equipotencial y la siguiente es Δx y la diferencia de potencial entre ellas será:

$$\Delta h = \frac{H}{N_d} = \frac{6}{15} = 0,4 \text{ metros}$$

Aplicando la ecuación 2.16 se tiene el caudal total.

$$Q = k * \frac{h}{N_d} * N_f$$

$$Q = 0.48 \text{ m}^3/\text{día}$$

Este sería el caudal por cada metro.

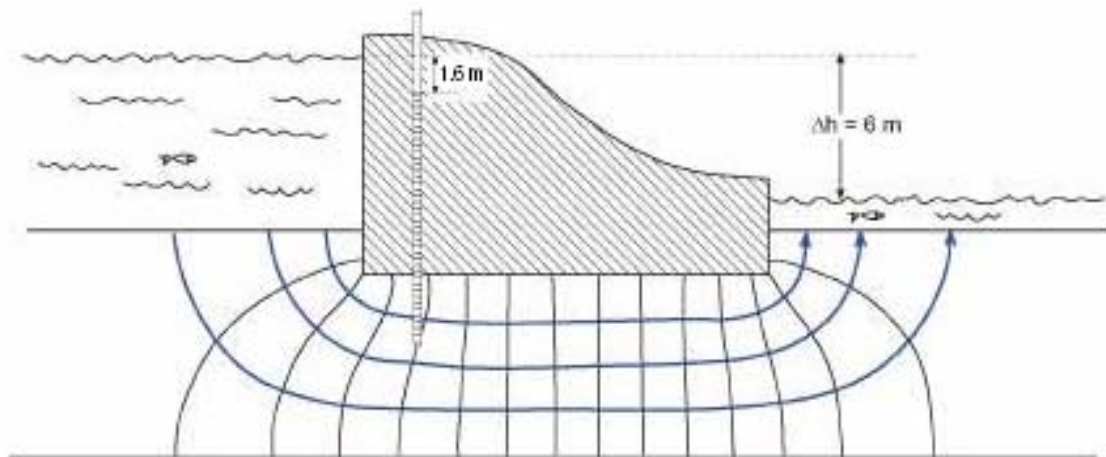
c) La pérdida de altura del agua en un punto

La pérdida entre dos equipotenciales es:

$$\Delta h = \frac{H}{N_d} = \frac{6}{15} = 0,4 \text{ metros}$$

Y en cuatro caídas equipotenciales la pérdida será:

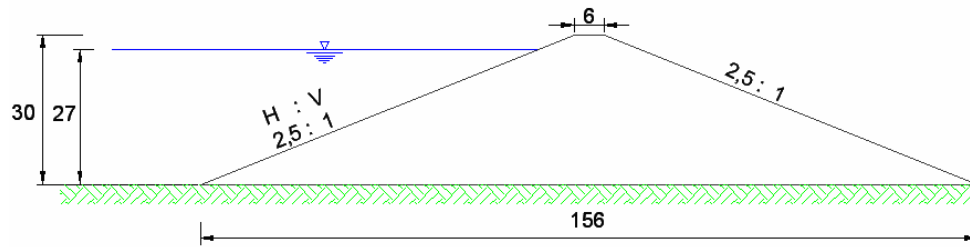
$$0.4 \times 4 = 1,6 \text{ metros}$$



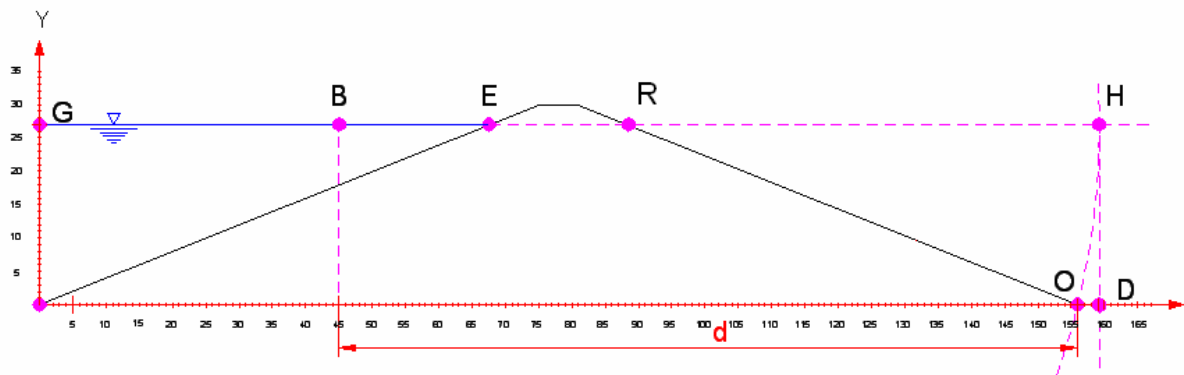
Ejemplo 5.2

Para la presa de la figura, determinar la línea freática cuando:

- a) $k_h = k_v$; $k_h = 10^{-4}$
 b) $k_h = 9 k_v$. Calcular el caudal de infiltración para el caso de no isotrópico

**Solución:**

- a) En el caso de presentarse $k_h = k_v$, el suelo es isotrópico, por lo tanto utilizaremos para graficar la línea freática los pasos método el método de Casagrande.



De la gráfica (dibujada a escala) se obtiene:

$$\overline{GE} = 67,5 \text{ m}$$

$$\overline{BE} = \frac{1}{3} \overline{GE} = 22,5 \text{ m}$$

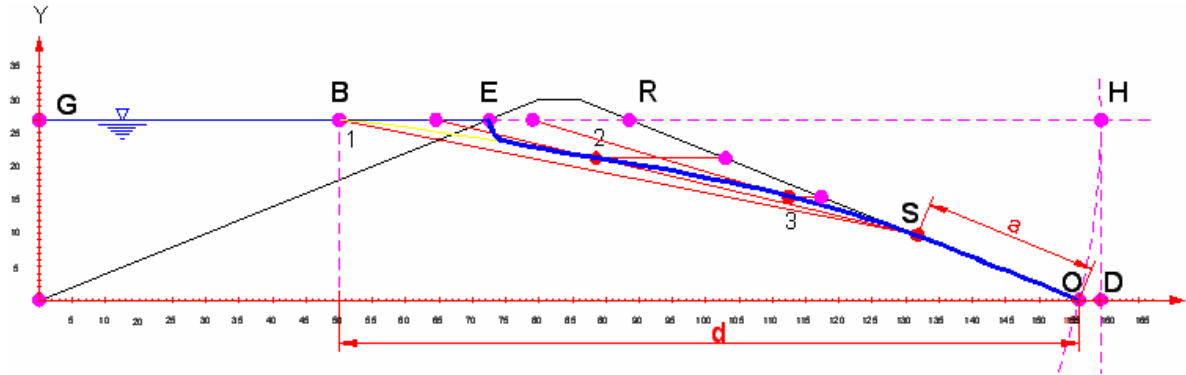
$$d = 111 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1}{2,5}$$

Obteniendo el valor de a con la ecuación 2.45:

$$a = \sqrt{d^2 + h^2} + \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad ; \quad a = 26,122 \text{ m}$$

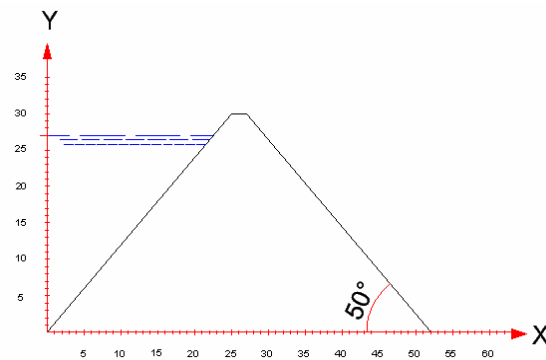
Para encontrar la línea de flujo dividiremos el segmento \overline{BR} y el segmento \overline{SR} en tres y dibujamos la línea de corriente superior.



b) $k_h = 9 k_v$, Esta condición nos dice que es un suelo anisotrópico donde $k_h = 9 \times 10^{-4}$ y $k_v = 10^{-4}$

Encontrando el radio $\sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \geq 1$ se tiene que: $3 \geq 1$ para encontrar el factor de escala horizontal

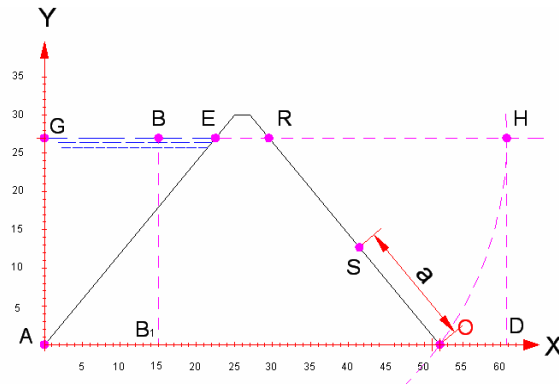
$\frac{1}{3} = 0.33$.Con este factor encontramos la nueva sección transformada que se muestra a continuación.



Teniendo la sección transformada con un área de:

$$\text{área} = \frac{(\text{base menor} + \text{base mayor})}{2} * \text{altura de la presa}$$

$$\text{área} = 810 \text{ m}^2$$



Para dibujar la línea de flujo se sigue el mismo procedimiento anteriormente explicado para un suelo isotrópico y homogéneo:

De la grafica se tiene que:

$$\overline{GE} = 22,5 \text{ m}$$

$$\overline{BE} = 7.5 \text{ m}$$

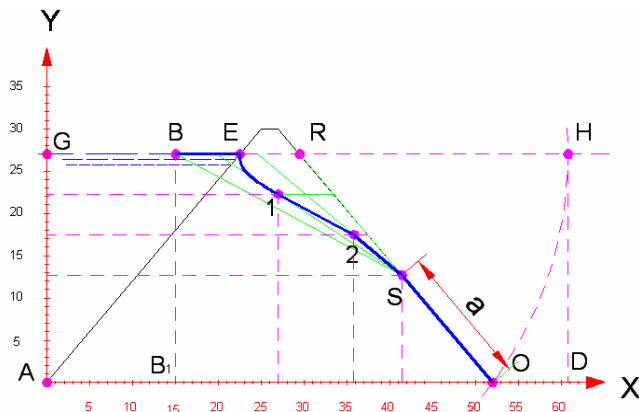
$$\overline{OB_1} = d = 37 \text{ m}$$

Entonces determinamos a usando la ecuación 2.45 y reemplazando los valores anteriores.

$$a = \sqrt{d^2 + h^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$$

$$a = 16,55 \text{ m}$$

Continuando con el procedimiento determinamos las coordenadas de los puntos B, 1, 2, S



$$B = (15, 27)$$

$$1 = (27, 22.2)$$

$$2 = (35.8, 14.5)$$

$$S = (41.4, 12.7)$$

Teniendo las coordenadas se vuelve a la escala original, para obtener la verdadera línea freática, las coordenadas de los puntos por donde pasa la línea freática se mantendrá en su coordenada vertical pero escalando en la coordenada horizontal.

Entonces las coordenadas transformadas a escala original son:

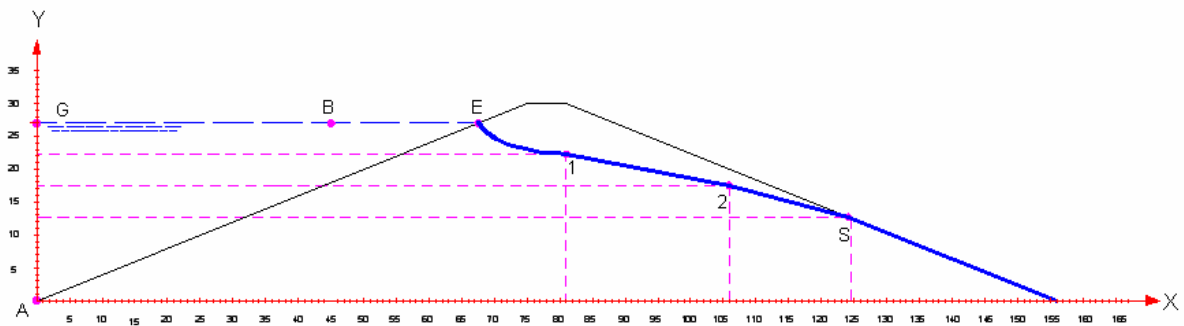
$$B = (45, 27)$$

$$1 = (81, 22.2)$$

$$2 = (106, 14.5)$$

$$S = (124.2, 12.7)$$

Con estas nuevas coordenadas se procede a dibujar la nueva línea de flujo en las dimensiones originales de la presa, se puede tomar más puntos de referencia para tener más exactitud en el recorrido de la línea de flujo.



Para calcular el caudal que pasa se usa la ecuación 2.61:

$$q = S * K$$

Se tiene:

$$K = \sqrt{k_h * k_v} = 3 \times 10^{-4} \text{ cm/seg}$$

$$K = 3 \times 10^{-6} \text{ m/seg}$$

$$\text{área} = S = 810 \text{ m}^2$$

Entonces el caudal es:

$$q = 2.43 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{seg}$$

2.5.1 Ejercicios Propuestos.

Ejercicio 5.1

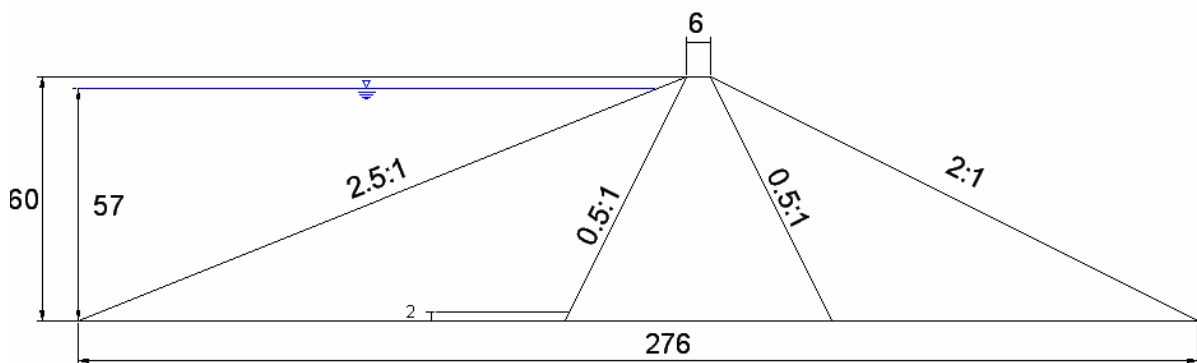
Para la presa de la figura anterior, tomándola homogénea determinar la línea freática por el método de Schaffenak y Iterson y por el método de A. Casagrande. Compare los métodos en ambos casos.

Ejercicio 5.2

Para la sección zoneada determinar la línea de flujo freática:

- Método de A. Casagrande
- Método de L. Casagrande (compare, comente)

Para b) complete la red de flujo y calcule el caudal por el core asumiendo $k = 10^{-5} \text{ cm/seg}$.



REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTÉCNICA
M. Braja Dass
Editorial Thomson Learning
- MECÁNICA DE SUELOS III
Juárez Badillo
- TEXTO REFERENCIAL MATERIA OBRAS HIDRÁULICAS II
(Permanente Actualización)
Ing. Roberto Méndez

■ PRESAS DE CORRECCIÓN DE TORRENTES RETENCION
SEDIMENTOS

Luís Miguel Suárez Villar

Ingeniero Civil

Primera Edición 1993

■ ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri

Editorial MC Graw Gill- Segunda Edición

■ TRATADO BÁSICO DE PRESAS

Profesor De Ingenieros Eugenio Vallarino

Colegio De Ingenieros De Caminos Canales Puertos

■ MECÁNICA DE SUELOS

Roy Witlow

■ <http://www.unne.edu.ar/cyt/2001/7-tecnologicas/t-035.pdf>

■ <http://web.usal.es/javisan/hidro>

CAPÍTULO 3

CONTROL DE INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE PRESAS

En el interior de cualquier presa siempre se presentan infiltraciones. Los flujos de infiltración y sus presiones internas resultantes deben dirigirse y controlarse. Los sistemas de drenaje interno para este propósito son un aspecto esencial de todas las presas modernas. En las presas de relleno, el drenaje se efectúa mediante zonas permeables localizadas apropiadamente, las cuales conducen a tapices de drenaje horizontales o desagües.¹

La posición de la línea freática depende solamente de la geometría de la sección. En los suelos de permeabilidades muy diferentes, pero que tienen la misma relación entre sus permeabilidades horizontal y vertical, las líneas freáticas eventualmente alcanzan posiciones idénticas. Tardan mucho más para llegar a su posición estable las filtraciones en la arcilla que en la arena para la misma sección transversal, y la cantidad de agua que emerge en el talud de aguas abajo será, por supuesto, mucho mayor en el material más permeable. Las presiones intersticiales debajo de la línea freática reducen la resistencia al corte de la masa de suelo, de acuerdo con la ley de Coulomb.

3.1 EFECTOS ADVERSOS DE LA INFILTRACIÓN.

La permeabilidad del suelo es importante en los problemas de infiltración, todos los materiales tienen un grado de permeabilidad. En una presa de tierra la infiltración se produce a través de la presa misma y de la fundación.

El movimiento de agua a través de vacíos en suelos produce arrastre de partículas, si la fuerza excede la resistencia del grano se produce la salida de partículas, lo que ocasiona la formación de cavidades y estas producen el colapso de la estructura.

¹ Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición.

Para brindar seguridad a la presa debemos realizar el control de la infiltración dentro de límites económicos.

La infiltración sin control además nos produce la pérdida excesiva de agua.

3.1.1 Migración de partículas.- La migración de partículas produce la formación de cavidades (tubificación) dentro la presa, esta migración se debe en general a:

- Falta de filtros de protección.
- Falta de filtros o zonas de transición.
- Compactación pobre.
- Falta de capas permeables en zonas adecuadas.
- Falla en la cortina impermeable.

Se debe tener precaución en la selección del material, el diseño y la construcción de la presa.

3.1.2 Otros efectos.- Dentro de otros efectos de la infiltración tenemos:

- Falla de taludes debido a la excesiva presión de poros.
- Degradación progresiva de la presa causada por la saturación de talud aguas abajo.

3.2 MÉTODOS DE CONTROL.

Para realizar el control de la infiltración a través de la presa y su fundación se realizan dos acciones:

- **Reducción de la cantidad de infiltración.**

En la **presa** debemos proveer una zona impermeable (core) o una membrana impermeable.

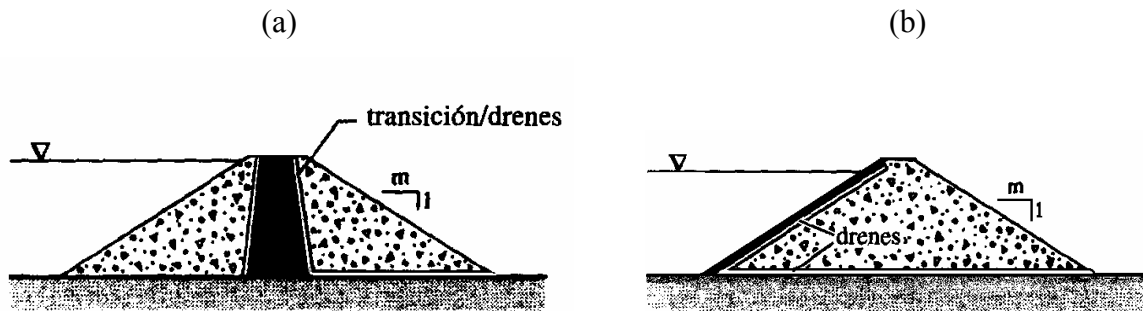


Fig. 3.1 Reducción de la cantidad de infiltración a través de la presa:
 (a) Presa con una zona impermeable. (b) Presa con una membrana impermeable.
 (Fuente: Adaptado de Estructuras Hidráulicas. P. Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

En la **fundación** debemos proveer una completa o parcial cortina impermeable (bajo la presa) y/o manto horizontal impermeable en el lado de aguas arriba.

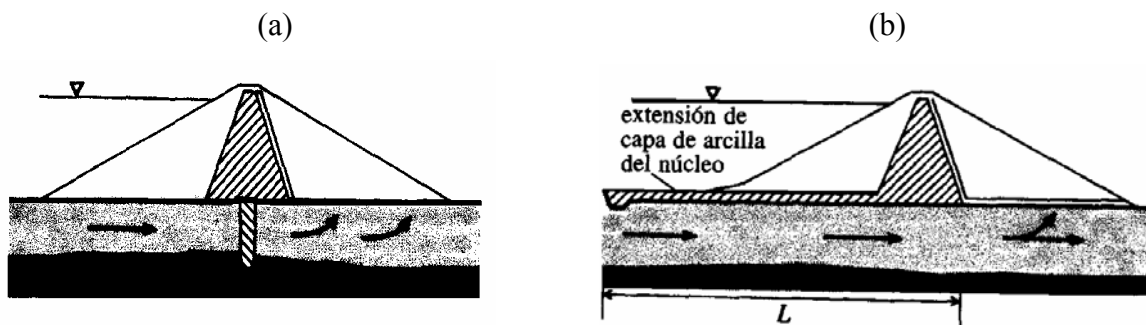


Fig. 3.2 Reducción de la cantidad de infiltración a través de la fundación:
 (a) Presa con cortina impermeable bajo la presa.
 (b) Presa con manto horizontal impermeable en el lado de aguas arriba.
 (Fuente: Adaptado de Estructuras Hidráulicas. P. Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

■ Provisión de un desagüe seguro para el agua.

Para realizar el drenaje aguas debajo de la barrera y evitar la migración de partículas debemos colocar un desagüe de material de baja permeabilidad.

3.3 PROVISIÓN DE UNA ZONA IMPERMEABLE O “CORE”.

Para proveer de una zona impermeable en la presa debemos ver la disponibilidad de material, de acuerdo a esta disponibilidad debemos decidir si realizamos una presa homogénea de material impermeable o una presa zoneada.

El avance de la filtración a través del núcleo que proporciona resistencia a la filtración, depende de la constancia del nivel del vaso, de las magnitudes de la permeabilidad del material del núcleo en las direcciones horizontales y verticales (anisotropía), de la intensidad de las presiones residuales producidas por la fuerza de compresión durante la construcción, y del factor tiempo.

Para proveer una zona impermeable o “core” debemos realizar las siguientes acciones:

- Selección de material adecuado
- Determinación del espesor del “core”
- Determinación de la posición del “core” dentro la presa

3.3.1 Selección del material del “core”.- El material a utilizar deberá estar a una distancia corta del sitio de presa, ya que esto involucra una diferencia significativa en el precio de la obra.

El material a seleccionarse deberá cumplir con algunas propiedades importantes como: permeabilidad, densidad de compactación, resistencia al corte, compresibilidad, flexibilidad y resistencia a la erosión.

Los ensayos que en general se deben realizar son de granulometría y de límites de consistencia.

Las propiedades que debe cumplir el material son:

Permeabilidad: Los rellenos del núcleo deben tener permeabilidad baja, se debe realizar la incorporación de material fino, la permeabilidad debiera ser 10^{-05} cm/seg o menores.

Plasticidad: Los rellenos del núcleo de forma ideal deben ser de plasticidad intermedia a alta para acomodar la deformación sin arriesgar agrietamiento

Compactación: El material deberá tener alta densidad de compactación, ya que esta mejora la resistencia al corte y la resistencia a la erosión.

Compresibilidad: Debemos evitar suelos con alta compresibilidad porque ocasionan problemas, como:

- Excesivo asentamiento.
- Posibilidad de fractura.
- Alta presión de poros durante la construcción.

Flexibilidad: Debemos cuidar que el suelo tenga alta flexibilidad y resistencia a la erosión. Es decir el suelo deberá tener una alta deformación sin fractura lo que no cumplen los materiales granulares gruesos. El material deberá contar con alta plasticidad (Arcillas con alta plasticidad), no debemos usar arcillas con baja plasticidad, es decir el $IP < 1.5$ y el diámetro deberá estar entre 0.002mm - 1.2mm. El contenido de humedad deberá estar de 2 a 3% debajo del proctor standard, ya que esto mejora la flexibilidad y más allá de estos límites la reduce.

Resistencia a la erosión: Para conseguir que el material tenga alta resistencia a la erosión las arenas deberán estar bien gradadas, mezcladas con suficientes partículas finas que en su conjunto sean impermeables.

La resistencia a la erosión aumenta con el índice de plasticidad y con la densidad de compactación.

Resistencia al corte: No es necesario, y posiblemente desventajoso, que tengan una alta resistencia al corte. Los suelos más apropiados tienen contenidos de arcilla de más de 25-30%, por ejemplo, tilitas glaciales, etc.; aunque también pueden utilizarse arenas arcillosas y limos.

En la realidad no es posible conseguir un material con todas las propiedades adecuadas, lo mejor es manejar materiales dentro los rangos aceptables.

El núcleo es el elemento principal de un relleno y es el más exigente respecto a las características y uniformidad del material. Las principales características de los grupos más importantes de suelos apropiados para núcleos trabajados con rodillo se resumen en la tabla:

Descripción del suelo (RS 5930)	Resistencia al agrietamiento	Resistencia a la erosión y canalización	Rodillo de compactación óptimo	Sensibilidad al control de contenido de agua en la compactación
Arenas muy limosas o gravas; 6% arcilla (GM-SM)	Baja; incrementos con $<\rho_d$ y $>I_p$	Baja; incrementos con $<\rho_d$ y $>I_p$	Banda de rodadura neumática (20-80 t)	Alta para evitar fragilidad
Arenas muy arcillosas o gravas; 20% arcilla (GC-SC)	Intermedia con un ρ_d representativo	Intermedia	Banda de rodadura neumática (20-80 t)	Baja para controlar U_w
Arcillas con baja plasticidad (CL)	Relativamente flexible	Alta; incrementa con $>\rho_d$	Banda de rodadura neumática o de pata de cabra	Intermedia a alta para controlar U_w
Arcillas con alta plasticidad (CH)	Flexible; puede resistir grandes deformaciones	Alta; incrementa con ρ_d	De pata de cabra	Alta para controlar U_w

Tabla 3.1: Características de suelos para núcleos
(Fuente: Adaptado de Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

Las propiedades del núcleo compactado con arcilla son críticas para la integridad de la impermeabilización a largo plazo.

3.3.2 Determinación del espesor del “core”.- La cortante del material de la zona impermeable es menor que del material de la zona permeable, por lo que debemos usar un mínimo espesor compatible con la seguridad de la presa.

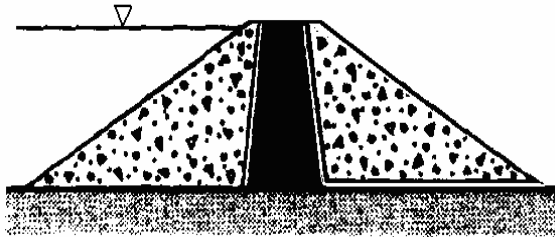
La selección adecuada del espesor del “core” dependerá de:

- La disponibilidad de material para el “core”.
- La pérdida aceptable de agua (% del volumen útil).
- La seguridad contra la canalización.
- Función de las zonas y filtros de transición.

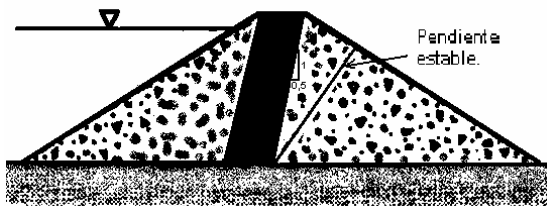
Sherard recomienda espesores de la zona impermeable en función de la carga de agua de la presa:

- 30% - 50% de la carga de agua o nivel de agua máxima.
Es satisfactorio bajo diversas condiciones, es recomendado para todo tipo de suelos y para presas con considerable altura.
- 15% - 20% de la carga de agua o nivel de agua máxima.
Se consideran delgados, pero con los adecuados filtros de transición son satisfactorios.
- <10% de la carga de agua o nivel de agua máxima.
No son recomendables ya que son muy delgados.

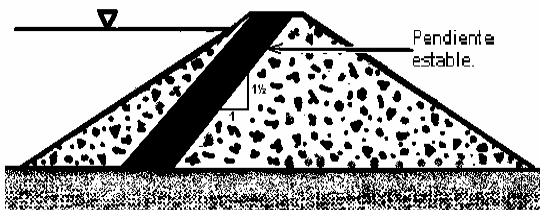
3.3.3 Determinación de la Posición del “core” en la presa.- La zona impermeable dentro de la presa podemos ubicarla de tres formas:

**Central simétrico:**

Tiene alta presión de contacto con la fundación, reduce considerablemente las fugas de agua. Proporciona facilidad para las inyecciones hacia la fundación en casos de fallas.

**Moderadamente inclinado:**

Con pendiente **1:0,5** o mayores aguas abajo. Genera baja presión de poros.

**Inclinado:**

Con pendiente **1 ½:1** aguas abajo. Genera baja presión de poros. La construcción se realiza independiente del talud aguas abajo.

Fig. 3.3: Posiciones del core en la presa
(Fuente: Adaptado del texto docente)

3.3.4 Eficiencia del núcleo o “core”.² La efectividad de un núcleo o de un rastrillo puede definirse de forma empírica en función de dos criterios (Telling, Menzies y Simons, 1978):

- Eficiencia de cabeza

$$E_H = h/H \quad (3.1)$$

donde h es la pérdida de cabeza a través del núcleo o del rastrillo y H es la cabeza total diferencial o carga de agua.

- Eficiencia del flujo

$$E_Q = 1 - Q/Q_0 \quad (3.2)$$

donde Q y Q_0 son, respectivamente, los caudales de infiltración con y sin el núcleo o rastrillo.

E_H puede determinarse a partir de los niveles piezométricos aguas arriba y aguas abajo del núcleo o rastrillo, y E_Q de las medidas de los caudales. Los dos pueden aproximarse utilizando estudios de redes de flujo.

3.4 DISEÑO DE FILTROS DE TRANSICIÓN.

El diseño de los filtros y las capas de transición se realiza para prevenir la migración de finos inducida por la infiltración. Los filtros de transición se requieren entre las zonas impermeables (suelos finos) y las zonas permeables (material grueso) como drenes, para prevenir la migración de partículas de los finos hacia los gruesos.

Los filtros deben colocarse en cada cambio de material dentro la presa. Como la dirección de la infiltración es hacia la cara de aguas arriba durante el vaciamiento rápido, los filtros son necesarios en ambos taludes de la zona impermeable o “core”.

² Estructuras Hidráulicas. P. Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición.

Si se dispone de suficientes cantidades de material de filtro a costo razonable, se encontrará, generalmente más económico construir filtros más gruesos que los descritos, que tratar el material para satisfacer exactamente los requisitos para los filtros delgados, como se describe enseguida.

Cuanto más grueso es el filtro, mayores son las desviaciones permitidas de las condiciones que se dan para los filtros, especialmente en el paralelismo exigido en las curvas de granulometría entre el filtro y la base.³

Los filtros tienen que satisfacer 2 criterios para estar bien diseñados:

- **Criterio de canalización.-** Los vacíos del filtro no deben permitir la migración de partículas desde la zona protegida, por lo que requieren ser suficientemente finos.
- **Criterio de permeabilidad.-** El material del filtro debe ser suficientemente más permeable que el material de la zona protegida para inducir una reducción brusca en el gradiente hidráulico y permitir la descarga libre de la infiltración.

El primer requerimiento da lugar a un límite en el segundo. Es decir que en general el cumplimiento del primer requerimiento hace que cumplamos el segundo.

El principio esencial de diseño plantea que cualquier cambio de material fino a grueso debe efectuarse de manera gradual con un filtro en etapas o zonas de transición, es decir núcleo de arcilla → arena → arena gruesa → grava fina → espaldón grueso, etcétera.⁴

[Suelo protegido → transición o filtros → dren]

Etapas múltiples si se requieren.

³ Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior, Bureau of reclamation

⁴ Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición.

Un enfoque empírico de amplio uso para definir las envolventes de granulometría o relaciones límites del material de filtro apropiado, paralelas a la curva granulométrica del material protegido está dado por las expresiones:

■ **Terzaghi:**
$$\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del suelo protegido}} < 5 \quad \text{Limite superior (1)}$$

■ **U.S.B.R:**
$$\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del suelo protegido}} > 5 \quad \text{Limite inferior (2)}$$

Donde: D15 se refiere al tamaño a partir del cual el 15% de las partículas son menores, etc., determinado por un análisis granulométrico. Las expresiones indican los criterios de canalización y permeabilidad, respectivamente.

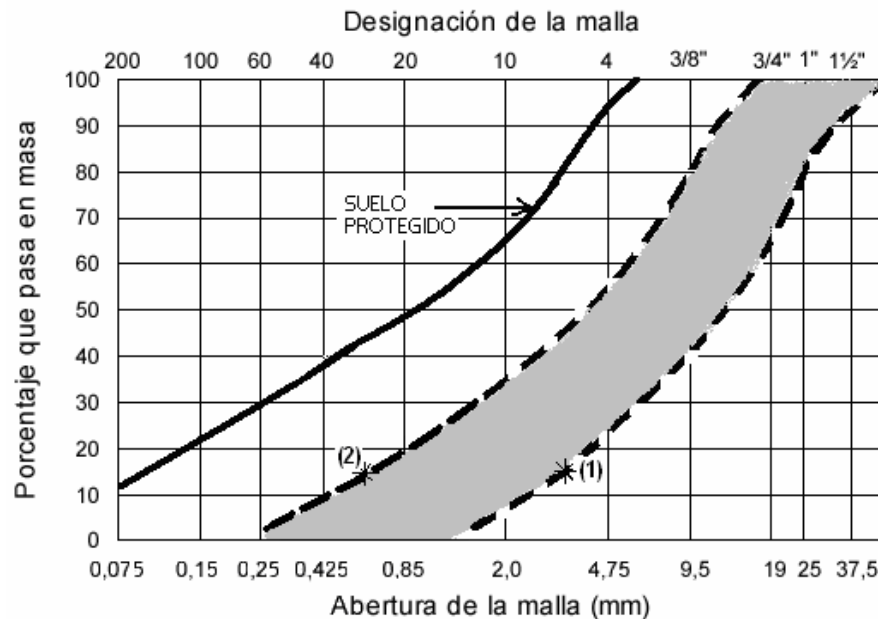


Fig. 3.4: Envolventes de granulometría o límites del material de filtro.
(Fuente: Adaptado del texto docente)

Este criterio asegura una permeabilidad del filtro 25 veces que la del suelo protegido, es decir:

$$\frac{D_{50} \text{ del filtro}}{D_{50} \text{ del suelo protegido}} \leq 25$$

La expresión define la razón de permeabilidad.

U.S.B.R	R₅₀	R₁₅
Granulometría uniforme U= 3 – 4	5 – 10	-
Bien graduado a pobremente graduado “boleados”	12 – 50	12 – 40
Bien graduado a pobremente graduado “angulados”	9 – 30	6 – 18

Tabla 3.2: R₅₀ y R₁₅ para materiales de filtros

(Fuente: Texto docente.)

$$R_{50} = \frac{D_{50} \text{ del filtro}}{D_{50} \text{ del mat. prot.}} \quad R_{15} = \frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del mat. prot.}}$$

Además la curva granulométrica del filtro debe ser aproximadamente paralela a la del material de base.

El método anterior si se requiere puede dar lugar a la presencia de 2 o más capas de filtros de transición, el método es el mismo, el filtro más fino se considera como material de base para la selección de la granulometría del material más grueso. Los filtros de muchas capas deben evitarse, siempre que sea posible, debido al mayor costo que tiene este tipo de construcción.⁵

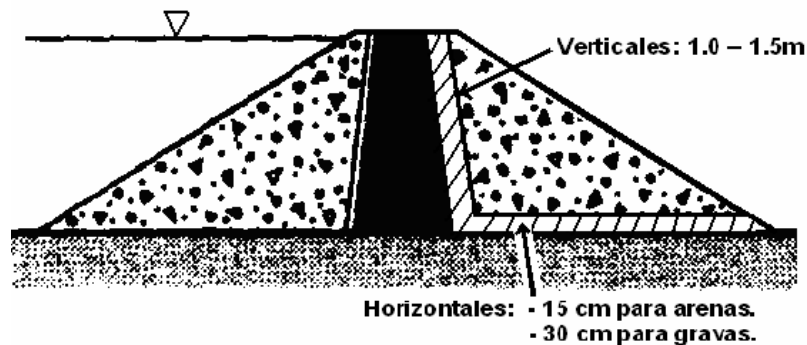
Este método da buen resultado cuando se usan con arena y grava natural o con roca triturada, y con filtros uniformes o graduados. Además las capas de filtros debería usualmente ser compactados a la misma densidad que las otras no cohesivas. Durante la construcción debe prevenirse la contaminación de los finos del material del “core” hacia los materiales gruesos.

Además de las relaciones limites establecidas para el proyecto adecuado de los filtros, el tamaño de las partículas de 3 plg será el máximo utilizado en un filtro, para disminuir la segregación y el acunamiento formando huecos de las partículas grandes durante la colocación de los materiales de filtro.

⁵ Diseño de presas pequeñas. United States Departament of the Interior, Bureau of reclamation

3.4.1 Espesores mínimos de filtros.- Los espesores mínimos que se recomiendan en filtros para presas son los siguientes:

- Filtros Verticales: 1.0 – 1.5m
- Filtros Horizontales: - 15 cm para arenas.
- 30 cm para gravas.



*Fig. 3.5: Espesores mínimos de filtros en presas.
(Fuente: Adaptado del texto docente)*

3.5 DRENAJE DE PRESAS.

El drenaje de las presas es una acción que se efectúa para el control de la infiltración en la presa. La superficie freática del régimen de infiltración, es decir, la superficie libre, debe mantenerse alejada del paramento aguas abajo para evitar altas presiones del agua en los poros que puedan promover la inestabilidad del talud. En el caso extremo en que la línea de infiltración emerja en el paramento, ocurrirá ablandamiento local y erosión y se iniciarán desprendimientos.

Las presiones y velocidades de infiltración también deben controlarse para prevenir la erosión interna y la migración de partículas.

El control de infiltración se efectúa mediante la incorporación de sistemas de drenaje, protegidos por filtros y capas apropiadas de transición.

El drenaje es necesario para reducir o cortar la cantidad de infiltración a través de la presa y la fundación. Se dispone de los siguientes métodos:

- La zona o cara aguas abajo si esta compuesto por material permeable se comporta como un drenaje libre o natural.
- Rock toe (pie de enrocamiento)
- Drenaje de manto horizontal, o sistemas de conductos longitudinales y transversales.
- Drenes tipo chimenea, pueden ser verticales o inclinados, penetrando hacia adentro y arriba de la sección de la presa.

“El diseño de una resistencia de drenaje de aguas abajo es gobernado por la altura de la presa, costo y disponibilidad de material y de la naturaleza de la fundación”.

3.5.1 Talud de drenaje libre.- La eficacia del talud aguas abajo para servir como dren en una sección zoneada, depende del radio de la permeabilidad de la zona permeable con relación a la zona impermeable, y del grado de anisotropía.

- Si es isotrópico, es decir $k_H = k_V$ y $k_{\text{talud aguas abajo}} > 20k_{\text{core}}$.

La línea de saturación en el talud aguas abajo se encontrará cerca de la base.

- Si en la isotropía transversal. $k_H > k_V$ y $\bar{k}_{(eq)\text{talud aguas abajo}} > 100\bar{k}_{(eq)\text{core}}$

la línea de saturación se mantiene en niveles bajos en el talud aguas abajo.

Por lo tanto otro tipo de drenaje no es requerido si cumple con las condiciones. Para ayudar en el drenaje a veces es necesario un pequeño “Rock toe”.

3.5.2 Rock toe (pie de enrocamiento).- Para presas de baja a moderada altura, el pie de drenaje o pie de enrocamiento proporciona una solución satisfactoria al problema de infiltración.

Este tipo de drenaje ayuda además a la estabilidad del talud aguas abajo y a la resistencia de toda la presa. Si la cantidad de material que compone el pie de enrocamiento es mayor al 10% del total de la presa, puede ser cara su implementación.

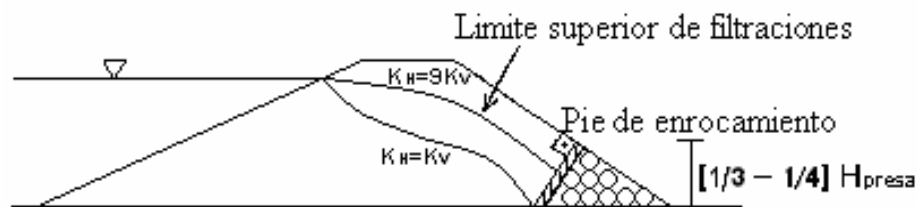


Fig. 3.6: Talón de enrocamiento.
(Fuente: Adaptado del texto docente)

Si $K_H = K_V$ y $K_H = 9K_V$ los niveles de infiltración serán como los mostrados en la figura 3.6. La altura del pie de enrocamiento debe ser de 1/3 a 1/4 de la altura de la presa.

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

El colchón debe ser permeable para que pueda efectuarse el drenaje, y debe proyectarse en forma que se evite el movimiento de las partículas de la cimentación o del terraplén por la descarga de las filtraciones, es decir se deben realizar los filtros de transición adecuados.⁶

⁶ Diseño de presas pequeñas. United States Departament of the Interior, Bureau of reclamation

Deberán incluirse colchones horizontales de drenaje en los proyectos de todas las presas pequeñas sobre cimentaciones permeables relativamente homogéneas cuando no lleven dentellones efectivos.

También pueden usarse sobre cimentaciones relativamente homogéneas, permeables, que estén cubiertas por capas delgadas impermeables; el colchón, con su peso, estabiliza la cimentación y reduce efectivamente las presiones que podrían atravesar la capa impermeable. En el caso de una cimentación permeable estratificada sin dentellón de tierra, la efectividad del colchón de drenaje horizontal no será grande, porque las estratificaciones dificultan el drenaje en dirección vertical.⁶

El sistema de drenaje tiene que tener suficiente sección para evacuar la mayor cantidad de infiltración, con un factor de seguridad adecuado. Los drenes horizontales pueden disponerse a diferentes alturas.

El espesor de la capa del dren horizontal, t_d , requerido para descargar el flujo de infiltración, puede estimarse a partir de:

$$t_d = (qL/k_d)^{1/2} \approx 1.5 H (k_c/k_d)^{1/2} \quad (3.3)$$

Donde L es el ancho del espaldón aguas abajo al nivel del dren y k_d , k_c son las permeabilidades del núcleo y del dren, respectivamente (el factor 1.5 en la ecuación se deriva de la geometría habitual del relleno).⁷

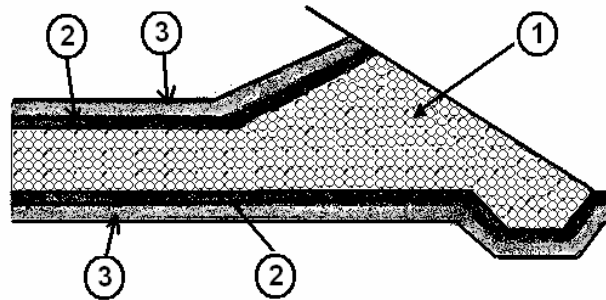
La longitud necesaria del colchón de drenaje horizontal puede determinarse teóricamente por medio de la red de flujo. Como base para el proyecto de presas pequeñas, se recomienda que la longitud del colchón se haga igual a tres veces la altura de la presa.⁸

⁷ Estructuras Hidráulicas. P. Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición.

⁸ Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior, Bureau of reclamation

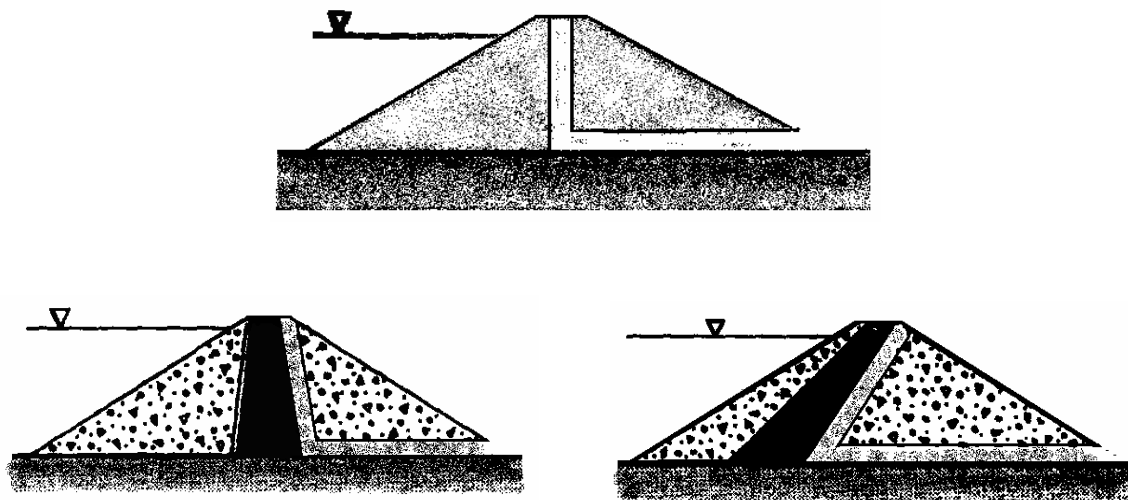
Lo recomendable para los espesores del dren y los filtros de transición en drenes horizontales son los siguientes:

1. Dren, $e=1.0 - 1.5\text{m}$, $\Phi= 10\text{mm} - 75\text{mm}$
2. Filtro grueso (grava), $e=0.3 - 0.5\text{m}$, $\Phi= 2\text{mm} - 20\text{mm}$
3. Filtro fino (arena), $e=0.3-0.5\text{m}$, $\Phi=0.25\text{mm} - 5\text{mm}$



*Fig. 3.7: Espesores del dren y los filtros en un dren horizontal.
(Fuente: Adaptado del texto docente)*

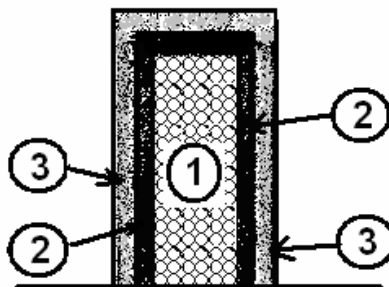
3.5.4 Drenes tipo chimenea.- Este tipo de drenes interceptan todas las capas de la presa y previenen la infiltración en el talud aguas abajo, reducen considerablemente la presión de poros. Siempre están combinados con drenes horizontales.



*Fig. 3.8: Drenes tipo chimenea: Vertical, moderadamente inclinado e inclinado.
(Fuente: Adaptado del texto docente)*

Los drenes siempre debe estar protegido en todas sus caras por filtros. Lo recomendable para los espesores del dren y los filtros son los siguientes:

1. Dren, $e = 2 - 3 \text{ m}$
2. Filtro grueso (grava), $e = 1.5 - 2.0 \text{ m}$
3. Filtro fino (arena), $e = 1.0 - 1.5 \text{ m}$



*Fig. 3.9: Espesores del dren y los filtros en un dren vertical.
(Fuente: Adaptado del texto docente)*

Una precaución importante durante la construcción es mantener los materiales del filtro y el dren un poco más alto que las zonas finas de los lados, esto para evitar la contaminación de los finos.



*Fig. 3.10: Construcción del dren y los filtros con relación a los lados finos.
(Fuente: Adaptado del texto docente)*

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

■ FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTÉCNICA

M. Braja Dass

Editorial Thomson Learning.

■ Texto Docente.

Ing. Roberto Méndez

■ DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS

United States Departament of the Interior. Stewart L. Udall Secretary

Bureau of reclamation. Floy E. Dominy, Commissione.

■ PRESAS DE CORRECCIÓN DE TORRENTES RETENCION SEDIMENTOS

Luís Miguel Suárez Villar

Primera Edición 1993

■ ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri

Editorial MC Graw Gill- Segunda Edición

■ <http://www.construaprende.com/Tesis3>

■ http://www.ggu-software.com/html/software/ggu-laboratory/sieve/ggu-sieve_s.html

■ <http://www.maca.gov.bo/agrobolivia/documentos/8espectec.pdf>

■ http://www.maca.gov.bo/agrobolivia/documentos/guiadisfinal_r.pdf

■ http://normas.imt.mx/NORMATIVA/j%20CMT/3%20Drenaje%20y%20Subdren/04%20Mat%20Subdrenes/N-CMT-3-04-001-05_1.pdf

CAPÍTULO 4

CONTROL DE INFILTRACIÓN A TRAVÉS DE FUNDACIONES

4.1 INTRODUCCIÓN.

La infiltración en las cimentaciones es menos crítica en presas de tierra que para las presas de concreto, puesto que las trayectorias de infiltración son muchas más largas.

4.2 CIMENTACIÓN DE LAS PRESAS.¹

El término de cimentación incluye tanto el piso del cauce como los estribos.

La fundación de una presa de tierra debe proporcionar un apoyo estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y de carga, no debe permitir la infiltración para evitar la pérdida excesiva de agua.

Una cimentación no se proyecta, pero si se toman algunas medidas para tener la seguridad de que satisfaga los requisitos esenciales. Nunca dos cimentaciones son iguales; cada cimentación presenta sus propios problemas, que requieren los correspondientes tratamientos especiales y preparaciones. Deberán utilizarse y adaptarse a las continuidades permeables, y tipos, la localización de dispositivos para interceptar las filtraciones.

Las presas de tierra por su naturaleza flexible, son construidas sobre cualquier tipo de terreno es así que las fundaciones de presas se caracterizan en dos tipos de fundaciones: fundaciones impermeables y fundaciones permeables.

¹ Desing of small dams -A water resources technical publication

4.2.1 Fundaciones impermeables.- Las fundaciones impermeables son de materiales como roca y arcilla. Las filtraciones laterales por la cimentación son despreciables al igual que el valor de la sub-presión.

El arrastre de las partículas es mucho menor, por tanto el caudal filtrado es mucho menor a diferencia de las otras fundaciones, por tanto no requiere un “cut off²”. Este tipo de fundaciones presentan una base buena para la estabilidad cuando se trata de roca. Las arcillas por su baja resistencia al corte, largos periodos de consolidación, presentan a menudo problemas de estabilidad y requieren tratamiento o “aplanado” de los taludes.

4.2.2 Fundaciones permeables.- Las presas construidas sobre este tipo de fundaciones presentan problemas de erosión del material de la cimentación y filtraciones debajo de la estructura.

Las cimentaciones permeables no presentan dificultades en cuestión de asentamiento o de estabilidad en presas pequeñas. Los problemas que se presentan en este tipo de fundaciones dependen del tipo de estratificación, permeabilidad, homogeneidad y de otras propiedades.

Los materiales como gravas, arenas y mezcla de estos son muy permeables y requieren medidas para controlar la infiltración. Los materiales permeables pueden variar desde arenas finas hasta gravas, pueden ser de mezclas heterogéneas más o menos estratificadas.

4.3 MÉTODOS DE TRATAMIENTO.

4.3.1 Determinación del contorno subterráneo de la presa.- Para la cimentación la pérdida de carga por presión del agua es directamente proporcional a la longitud del contorno subterráneo desarrollado.

² cut off : tratamiento para interceptar el recorrido de las filtraciones, evita el arrastre de las partículas

En suelos rocosos sanos el contorno subterráneo resulta de mínima longitud y la presa resultante es bastante esbelta.

En terrenos no rocosos y permeables es necesario prolongar el camino de la filtración, de tal forma que la mayor parte de la carga de presión del agua sea agotada por la resistencia del suelo en el camino desde aguas arriba hacia aguas abajo.

La prolongación o desarrollo del contorno subterráneo de la presa busca alargar las líneas de corriente, disminuir velocidades de filtración y evitar el peligro de erosión.

Para este fin se puede adoptar alguno de los métodos siguientes o su combinación:

- Construir aguas arriba de la estructura pantallas o delantales impermeables (generalmente se usa en suelos arcillosos). Su longitud está entre los límites H y $1.5 H$ para que sea efectiva. Los delantales flexibles (arcillas, suelos, suelo-cemento, asfalto o materiales sintéticos) responden a las exigencias de deformabilidad de la fundación. La permeabilidad del material debe ser unas 50 veces menor que la permeabilidad de la fundación. Para cargas hasta de 15 m se usan delantales de arcilla, tierra arcillosa y turbosa. Para cargas mayores se usan de concreto reforzado, asfaltos o similares. Los delantales rígidos se construyen comúnmente en las cimentaciones compactadas de la presa, en forma de losas aisladas con juntas provistas de sellos impermeables. Otros son los delantales anclados, compuestos generalmente de losas de 0.4 a 0.7 m. de espesor y cuya armadura se une a la malla inferior de la armadura de la placa de cimentación de la presa.

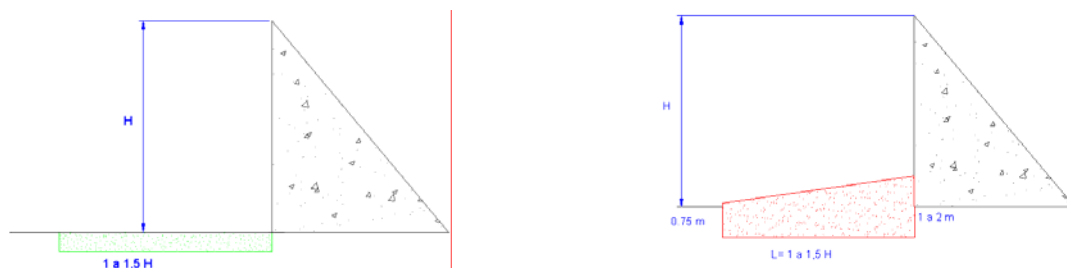


Fig. 4.1: Esquema de delantales

- Tablestacados o pantallas impermeables debajo del contorno subterráneo. La profundidad de hincado del tablestacado va de $0.5 H$ a $1.5 H$, si son colgantes la distancia entre ellos no debe ser menor de 2 veces su profundidad. Se usan de acero, concreto reforzado y a veces de madera, las de concreto reforzado permiten que sean hechas en el sitio, las de acero permiten lograr grandes longitudes, las de madera no logran gran impermeabilidad y su profundidad de hincado es menor.

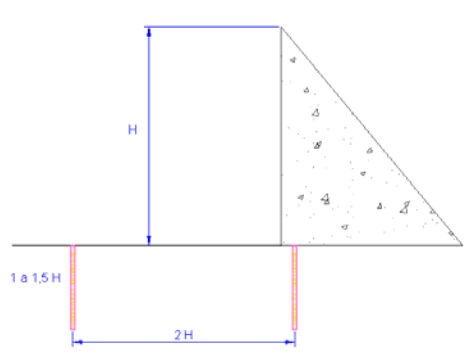


Fig. 4.2: Esquema de tablestacados

- Dentellones a lo largo de la presa suelen resultar menos costosos que las anteriores posibilidades. La construcción de dentellones en combinación con la construcción de drenes resulta bastante conveniente, se usan cuando las condiciones geológicas imposibilitan la construcción de sistemas antifiltrantes hincados, se hacen para mejorar el contacto entre la placa de cimentación y la fundación, y para prevenir la peligrosa filtración en el contacto. La profundidad de los dentellones es de 2 m a 3 m aunque puede ser mayor si en el cálculo de estabilidad de la presa al deslizamiento se incluye el suelo ubicado entre los dentellones. El ancho del dentellón se fija de acuerdo a las condiciones de ejecución del trabajo. Los dentellones se pueden construir de varias formas:
 - Método abierto de zanjas, entibado de paredes y extracción de agua filtrada por bombeo.
 - Fundiciones de concreto bajo agua.
 - Inyecciones de mezclas de cemento y arcilla-cemento en suelos arenosos y gravo-arenosos.
 - Cajones, pero no son frecuentes en hidrotecnia.

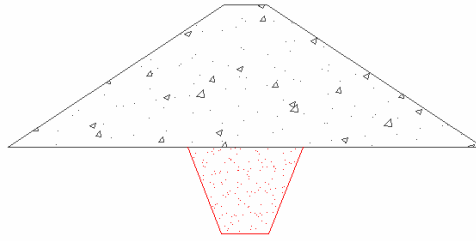


Fig. 4.3: Esquema de dentellones

- El mejoramiento del suelo consiste en inyecciones u otro tipo de sistema de estabilización del suelo. En presas localizadas sobre suelos cohesivos arcillosos no es recomendable la construcción de pantallas impermeables ya que la permeabilidad de estos elementos es comparable con la del suelo de fundación. En lugar de ello, es mejor construir dentellones verticales poco profundos para evitar el posible desarrollo de pasos propicios a la filtración.
- En fundaciones permeables un tratamiento podría ser un colchón o manto impermeable en el lado aguas arriba de la presa que evita el drenaje hacia la presa como se muestra en la figura 4.4:

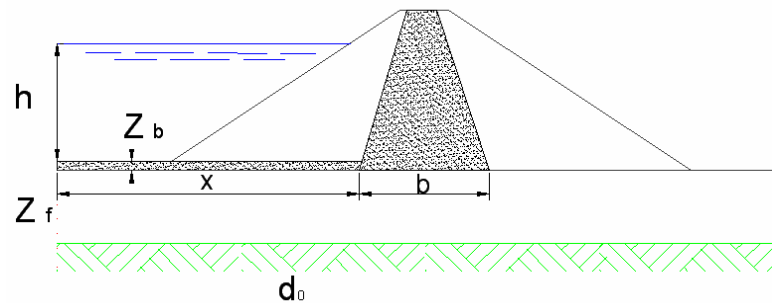


Fig. 4.4: Manto impermeable

(Fuente: Adaptado texto docente)

La ecuación óptima para el diseño es:

$$\sqrt{\frac{k_b}{k_f Z_f Z_b}} * x = \sqrt{2}$$

Los métodos de tratamiento son diferentes, esto es debido a las diversos tipos de fundaciones.

El tratamiento mínimo para cualquier cimentación es el despalme del área de la cimentación para quitarle el pasto, la tierra vegetal con elevado contenido de materia orgánica y otros materiales inadecuados que puedan eliminarse con una excavación.

Se pueden usar varios métodos de tratamiento para la presencia de filtraciones, que dependen de los requisitos para evitar la pérdida de agua. Un objetivo de las cimentaciones es permitir el paso libre de la corriente y disipar la presión sin que se altere la estructura.

Las dimensiones óptimas del contorno subterráneo y del tipo de esquema a usar se establecen con base en el análisis técnico-económico de diferentes variantes.

4.3.2 Tratamientos en cimentaciones de roca.-³ En las cimentaciones de roca las principales consideraciones que se toman es debido a las peligrosas filtraciones erosivas y la excesiva pérdida de agua por las puntas, fisuras, hendiduras, estratos permeables y a lo largo de los planos de falla. En algunos casos se debe considerar en proyectos las inyecciones de lechada a presión para tapar hendiduras juntas y otras aberturas de la roca fija. Las inyecciones se hacen con cemento puro y agua empezando con una relación de 1:5, cuando entra fácil esta lechada está se va espesando hasta llegar 1:1. Se añade arena o arcilla, si se encuentran grandes huecos.

Con mucha frecuencia se encuentra que la roca está muy agrietada o fisurada hasta una determinada profundidad a partir de la superficie, que es necesario un cabezal para inyecciones, es generalmente una zanja llena de concreto excavada a una profundidad mínima de 1m y una máxima 2.5 m en la roca fija según las condiciones, la zanja se hace por lo común de un ancho de 1m para facilitar su construcción. El cabezal para las inyecciones ejecuta varias funciones: constituye un buen **anclaje** para el nicle del tubo al que se conecta la bomba para inyectar, **interrumpe** filtraciones en la porción superior de la roca fija que no se puede inyectar eficazmente, **proporciona peso** con el que se puedan utilizar presiones mayores para inyectar a poca profundidad .

³ Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication

4.3.3 Tratamiento en cimentaciones de grava y arena.- Los métodos de tratamiento de las cimentaciones de grava y arena, dependen de los requisitos para evitar la pérdida antieconómica de agua y de la naturaleza de la cimentación con respecto a su estabilidad contra la fuerza de filtración. Se han usado dentellones de zanja, ataguías, cortinas de pilotes⁴ o combinaciones de estos métodos para reducir el flujo y controlar las fuerzas de filtración, con este fin se han utilizado colchones de material impermeable, que se colocan del talón de la presa de aguas arriba.

También se utilizan colchones horizontales de drenaje en el talón de aguas abajo de la presa, el objeto de estos colchones es permitir el paso libre a la corriente y disipar la presión sin que se altere la estructura de la cimentación ni se pierda las partículas finas. Los pozos de drenaje son construcciones que se usan para disminuir la presión en los estratos permeables que están cubiertos por otros impermeables, evitando reventones aguas abajo de la presa.

- ***Dentellones de tierra:***⁵ Estos se pueden clasificar en dos tipos generales: dentellones con costados inclinados y dentellones con costados verticales. Las zanjas para los dentellones de costados inclinados pueden excavar con palas mecánicas y se rellenan con materiales impermeables que se compactan como la zona impermeable de la presa. Las zanjas para los dentellones de costados verticales pueden excavar en forma de cortes abiertos a mano, estas zanjas verticales no son económicas por el costo de la mano de obra necesaria para compactar y colocar el material de relleno.

Los dentellones de tierra se deben localizar a una distancia regular aguas arriba de la línea central de la presa, pero no más allá de un punto de material impermeable de la presa arriba del dentellón, para que tenga una resistencia a la filtración. La línea central del dentellón se debe mantener paralela a la línea central de la presa a través del fondo del cañón o piso del valle.

⁴ Pilote : pieza vertical de cualquier material utilizada en construcción para transmitir la carga

⁵ Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication

Siempre que sea económico, se debe cortar las filtraciones de una cimentación permeable, por medio de un dentellón que llegue hasta la roca fija u otro estrato impermeable. Este es el método más efectivo para controlar el volumen de filtraciones y de asegurarse de que no se experimentarán dificultades por tubificaciones⁶ a través de la cimentación o por subpresiones en el talón de aguas abajo. Con el objeto de disponer un espesor suficiente de material impermeable y de un buen contacto con la roca la anchura del fondo de la zanja del dentellón debe aumentarse al crecer la carga en el vaso, se disminuye al aumentar la profundidad de la misma, la fuerza de infiltración en el contacto con la cimentación disminuirá debido a la pérdida de carga hidráulica, al hacer el recorrido vertical más largo, al aumentar su profundidad. El ancho conveniente de la zanja del dentellón se puede determinar por medio de la formula:

$$w = h - d \quad (4.1)$$

Donde:

w = Ancho del fondo de la zanja del dentellón

h = Carga hidráulica arriba de la superficie del terreno.

d = Profundidad de la zanja del dentellón debajo de la superficie del terreno.

La anchura mínima del fondo deberá ser 20 pies, para que el equipo de excavación y de compactación pueda operar eficientemente. En zanjas que están debajo del nivel freático, deben desaguar por medio de coladeras de punta o con bombas de cárcamo.

- ***Dentellones parciales:*** Son semejantes al de una obstrucción en un tubo, el gasto se reduce por la pérdida de carga hidráulica debida a la obstrucción.

Este tipo de dentellón puede ser efectivo en una cimentación estratificada interceptando los estratos más permeables de la cimentación y aumentando sustancialmente el recorrido vertical de las filtraciones, para esto se debe hacer extensas exploraciones subterráneas para confirmar estratos impermeables y continuos.

⁶ Tubificación: arrastre de partícula (piping).

- ***Dentellones con tablestacas de acero,***⁷ se usan ocasionalmente con un dentellón parcial de tierra, como medio comparativo económico de aumentar la profundidad del dentellón. Estos tipo de dentellones esta limitado en cuanto su uso en cimentaciones de limo, arena y grava fina. En donde se encuentran cantos o boleó, o donde el material es muy resistente a la penetración, la introducción con martillo es difícil y costoso, además existen pocas probabilidades de obtener un dentellón efectivo debido a la tendencia a desviarse y a romperse en las uniones o a rasgarse las tablestacas. Deben usarse secciones estructurales gruesas con empalmes fuertes si la cimentación contiene grava.
- ***Dentellones hechos en el lugar con mezclas de cemento:***⁶ La construcción de dentellones formados con mezclas de cemento en el lugar es nuevo pero puede ser económico para construir dentellones totales o parciales en las cimentaciones permeables, que no contienen cantos grandes ni boleó. El procedimiento consiste en bombear lechada de cemento a través de una barrera giratoria hueca que en el extremo lleva una cabeza giratoria. La cabeza giratoria tiene aspas que mezclan el material de la cimentación con la lechada al obligar a la barrera de penetrar en el material; se inyecta lechada tanto cuando se introduce como cuando se saca para asegurar una buena mezcla. El resultado es la formación de un elemento cilíndrico de arena y grava unidas con cemento. En forma semejante se van construyendo elementos sucesivos traslapados para formar una cortina continua.
- ***Inyecciones:*** Tienen por objeto: impermeabilizar la cimentación alargando el recorrido del agua y ligar la presa a la roca. Las inyecciones merman las posibilidades de filtración por la fundación mediante la cementación de grietas, fallas, fisuras y fracturas, se hace buscando disminuir la deformabilidad de la cimentación en general.

Se han usado varios materiales con la intención de descubrir procedimientos de inyección que mejoren la estabilidad y la impermeabilidad de las cimentaciones permeables, inyectando una sustancia que actué como aglutinante y llene los huecos.

⁷ Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication

Entre estos materiales se han usado el cemento, el asfalto, la arcilla y varias sustancias químicas. Las inyecciones de cemento no se pueden hacer con éxito en materiales granulares finos debido al tamaño grande de las partículas del cemento que limita la penetración. El tamaño de las partículas limita parcialmente el uso de las inyecciones de asfalto.

Las inyecciones de arcilla son de dudoso valor porque la arrastran fácilmente las fuerzas de la filtración.

Las inyecciones de sustancias químicas tiene la ventaja de ser de la misma viscosidad que el agua y por eso se pueden inyectar en suelos permeables, este tipo de inyecciones son costosas, la técnica de las inyecciones son complicadas y el uso de la sustancia requiere muchos estudios de campo y pruebas de laboratorio.

El tamaño del material más conveniente a inyectar disminuye con la impermeabilidad del terreno. Las inyecciones se determinan experimentalmente en cuanto a profundidad y presión de inyectaje, la que debe ser tal que llene los espacios vacíos pero que no fisure más la roca. La profundidad del inyectaje se ha determinado experimentalmente con base a otras presas construidas entre 0.4 y 0.8 de la carga de agua.

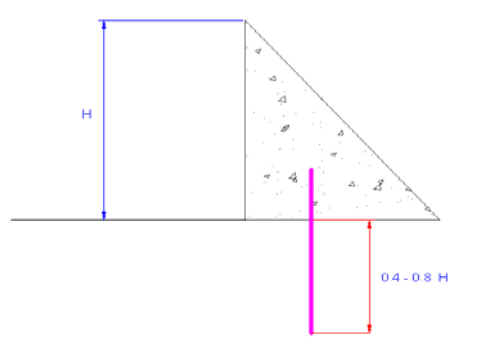


Fig. 4.5: Esquema de inyecciones

- **Colchones del lado de aguas arriba:** Se puede aumentar el recorrido de las filtraciones en las cimentaciones permeables construyendo un colchón de material impermeable unido a la zona impermeable de la presa prolongándose aguas arriba del talón. Estos se usa cuando los dentellones a la roca fija o a un manto impermeable no resultan factibles debido a la profundidad excesiva. La topografía del terreno inmediato de la presa y la existencia de materiales impermeables, son factores importantes para decidir el uso de colchones. El colchón puede ser

necesario solamente en el cauce de la corriente que ha sido erosionado hasta la arena y grava, pero también puede ser necesario en porciones de los estribos. Las superficies de la cimentación que estén cubiertas por un colchón natural deben desmontarse de árboles y de otra vegetación; los lugares defectuosos deben repararse; y toda la superficie del colchón natural debe rodillarse para tapar los agujeros de las raíces y otras aberturas. El despalme de un colchón natural aguas arriba de la presa para obtener suelo impermeable para la construcción de la presa, debe evitarse.

- **Filtros y colchones horizontales de drenaje:** ⁸ El objeto del colchón horizontal de drenaje, es permitir la descarga de las filtraciones y disminuir la posibilidad de fallas por tubificación, esto se logra aplicando sobre la porción de la cimentación aguas abajo de la zona impermeable de la presa, donde existen fuerzas de filtración hacia arriba elevadas, este colchón debe ser permeable para que se efectúe el drenaje y debe proyectarse de forma que se evite el movimiento de las partículas de la cimentación o del terraplén por la descarga de las filtraciones. Pueden usarse sobre cimentaciones relativas homogéneas, permeables, que están cubiertas por capas delgadas impermeables; el colchón, con su peso, estabiliza la cimentación y reduce efectivamente las presiones que podrían atravesar la capa impermeable.
- **Drenes de talón y zanjas de drenaje:** Se instalan a lo largo de los talones de aguas abajo de la presa en combinación con colchones horizontales de drenaje, el objeto de drenaje es coleccionar las filtraciones que descargan del colchón de drenaje horizontal y conducir las a un tubo de descarga exterior que les lleva al tanque amortiguador del vertedor de demasías. Los drenes de los talones se usan en cimentaciones impermeables. En algunas presas conviene disponer de una o varias filas de drenaje cerca al paramento de aguas arriba con el fin de recoger y alejar el agua que pueda filtrarse a través del concreto por juntas, grietas o la cimentación. Cuando se disponen en la base de la cimentación de una fila de drenes después de otra de agujeros de inyecciones, el drenaje se practica después de éstos para evitar

⁸ Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication

que se taponen con la lechada de cemento que pase a través de las grietas de la roca.

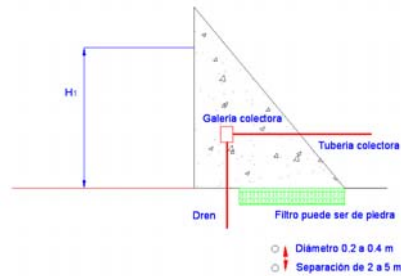


Fig. 4.6: Esquema de drenajes

El drenaje puede considerarse perjudicial debido al agua que atrae, generando mayor caudal de filtración. Los drenes pueden ser tubos perforados de 20 cm. a 40 cm. de diámetro distanciados de 2 a 5 m y que desembocan verticalmente en canales o tuberías recolectoras situadas por lo general en la galería de inspección. La eliminación de la subpresión debajo del zampeado o del talón de aguas abajo de la presa se puede efectuar por medio de drenes, estos generalmente son tubos perforados o lisos, que se tienden sobre material graduado actuando esté como filtro localizados en el talón de aguas abajo de la presa.

■ **Pozos de drenaje:**⁹ Se colocan en cimentaciones permeables, cubiertas por estratos impermeables, el espesor del estrato superior impermeable es tal que no existe peligro de tubificación del tipo de reventones ni el tipo de erosión interna. Los requisitos para un sistema de pozos de drenajes son:

- Los pozos deben profundizarse dentro de la cimentación permeable que queda debajo de la capa impermeable superior, para eliminar las presiones hasta una profundidad en que los espesores combinados de la capa impermeable y del material drenado sean suficientes para dar estabilidad.
- Los pozos deben hacerse con una separación máxima que asegure intercepción de las filtraciones y reduzcan subpresiones entre pozos a valores máximos aceptables.
- Los pozos deben ofrecer poca resistencia a la entrada de las filtraciones y a su descarga.
- Los pozos deben estar proyectados de manera que no se utilicen por obstrucción.

⁹ Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication

4.3.3.1 Algunos tratamientos en cimentaciones de grava y arena.- La siguiente sección tiene por objeto mostrar el tratamiento a casos en específico.

- **Cimentación permeable de poca profundidad,** el tratamiento de este tipo de cimentación se muestra en la figura 4.7. Deberá construirse un dentellón de tierra hasta el estrato impermeable en una cimentación permeable de poca profundidad. Todas las presas construidas en cimentaciones permeables deberán llevar un dren en el talón. Si la porción inferior de la presa en el lado de aguas abajo, es arena y grava de granulometría semejante a la de la cimentación, el filtro mencionado no será necesario.

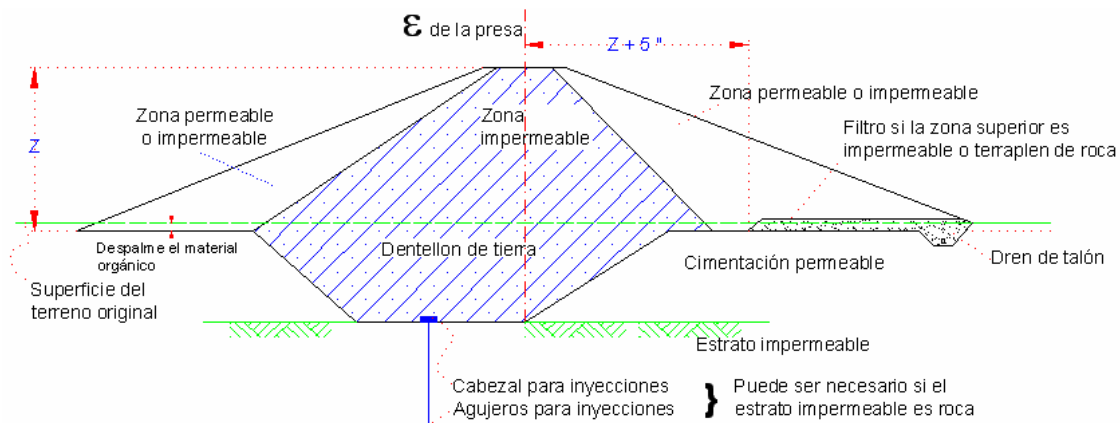


Fig. 4.7: Cimentación permeable poco profunda

(Fuente: *Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication*)

- **Cimentación permeable de profundidad intermedia:** El tratamiento que conviene a la cimentación en estas condiciones, se muestra en la figura 4.8. Este tratamiento es apropiado cuando la profundidad a un estrato impermeable es demasiado grande para un dentellón de tierra pero puede alcanzarse económicamente con ataguías o con un dentellón de material natural aglutinado con cemento. Si la porción de aguas abajo de la presa es arena y grava de granulometría semejante a la cimentación, el filtro mostrado no será necesario.

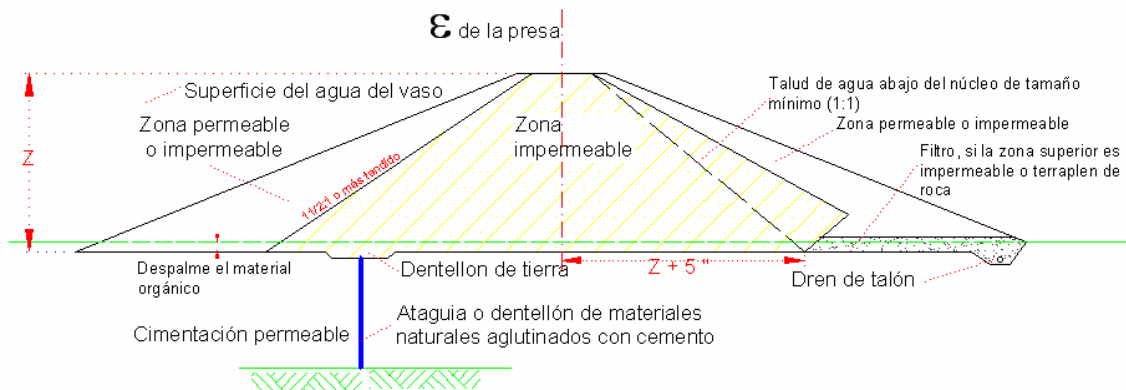


Fig. 4.8: Cimentación permeable de profundidad intermedia

(Fuente: *Desing of small dams -A Water Resources Technical Publicación*)

- **Cimentación permeable de gran profundidad:** El tratamiento adecuado para una cimentación que es demasiado profundo, para permitir el uso de una ataguía o un dentellón de materiales naturales se muestra en la figura 4.9.

Se construye el colchón de aguas arriba si es necesario disminuir el volumen de pérdidas por filtración a límites tolerables. Si la zona de aguas arriba es permeable, el colchón debe prolongarse debajo del talón de aguas arriba de la presa de manera que quede continuo con el núcleo impermeable.

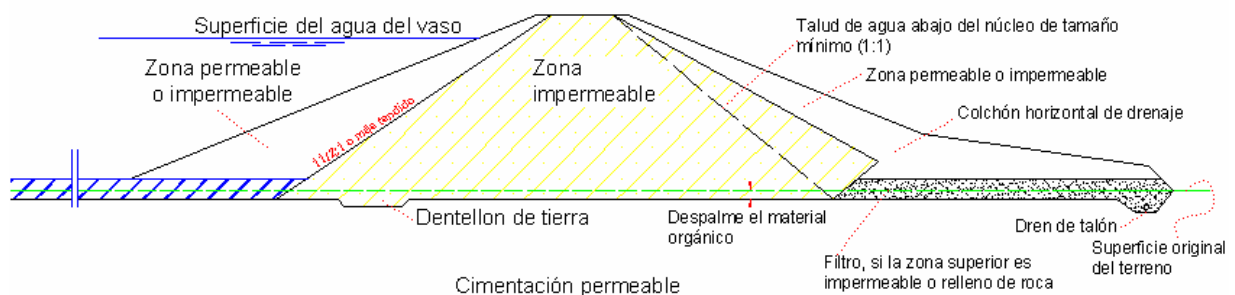


Fig. 4.9: Cimentación permeable profunda

(Fuente: *Desing of small dams -A Water Resources Technical Publicación*)

4.3.4 Tratamiento en cimentaciones de limo y de arcilla.-¹⁰ Las cimentaciones formadas por suelos de grano fino son suficientemente impermeables, para que se pueda evitar el tener que disponer dispositivos especiales para filtraciones y tubificaciones subterráneas. El

¹⁰ Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication

problema de estas cimentaciones es la estabilidad, además del peligro de falla por falta de resistencia del terreno de la cimentación formando limos y arcillas saturados, los proyectos deben tomar en cuenta el efecto de la saturación de la cimentación de la presa y las obras auxiliares del vaso.

Los métodos de tratamiento de la cimentación se basan en el tipo de suelo, la localización del nivel freático y en la compacidad del suelo de las cimentaciones saturadas de suelos de grano fino (incluyendo las arenas que contengan fino suficientes para hacer el material impermeable), no se puede confiar en los suelos de grano fino que están por arriba del nivel freático, especialmente en suelos muy secos cuya resistencia a la penetración es elevada aunque su densidad baja.

Cuando la cimentación de una presa de tierra consiste de suelos finos saturados o de arenas impermeables saturadas, su capacidad para resistir los esfuerzos cortantes producidos por el peso del terraplén puede determinarse por su clasificación en grupos de suelos y por su consistencia relativa.

Los suelos que han sido consolidados con anterioridad se reconocen por su alta resistencia a la penetración que es mayor de 20 golpes por pie; constituyen buenas cimentaciones para presas pequeñas.

La presencia de limos y arcillas blandos, sin consolidar, acusados por resistencias a la penetración por menos de 4 golpes por pie indican la necesidad de hacer muestreos especiales y de emplear también técnicas especiales, para lo que se necesita la colaboración de especialistas.

Los suelos no saturados, de tipo impermeable, son generalmente satisfactorios para las cimentaciones de las presas pequeñas, debido a la presencia de aire en los huecos del suelo que permite una variación apreciable de volumen. Para una relación de vacíos determinada, un suelo impermeable tiene mayor resistencia cuando no está saturado que cuando lo está.

Además los suelos no saturados presentan el fenómeno de la *cohesión aparente* que es el resultado de las presiones capilares menores que las atmosféricas en las películas de agua que rodean las partículas de suelo. La adición de agua a estos suelos, primero reduce y luego destruye la cohesión aparente al alcanzar la saturación. La mayor parte de los suelos son densos de manera que la reducción aparente de cohesión por la saturación no produce dificultades en las cimentaciones de las presas pequeñas.

Existe un gran número de suelos que son de baja densidad y están sujetos a grandes asentamientos cuando se satura el vaso, aunque estos suelos cuando están secos tienen una elevada resistencia en su estado natural, se debe tomar las medidas adecuadas para controlar los asentamientos excesivos, puede ocurrir falla de la presa por: *asentamientos diferenciales* que producen la ruptura de la porción impermeable del terraplén, permitiendo la salida del agua del vaso por *asentamiento del terraplén*, con lo que se reduce el borde libre y el rebasamiento de la presa, aunque la porción impermeable de la presa queda sin romperse.

Estos suelos de poca densidad están representados por el loes, pero no es el único; que es un suelo depositado por el viento que cubre grandes superficies. Es importante la determinación de la densidad en el lugar y la humedad del loes al utilizarlo en los proyectos como material de cimentación para una presa.

El tratamiento necesario para las cimentaciones secas de baja densidad lo dictarán las características de compresión de los suelos. Si la cimentación no esta sujeta a asentamientos apreciables después de la construcción al estar saturada, necesita poca preparación.

La cimentación esta sujeta a sufrir asentamientos considerables cuando esté saturada, se deberán tomar medidas para disminuir su magnitud. Si el suelo de baja densidad existe en la parte superior del estrato, puede resultar económico excavar el material y reemplazarlo con material compactado.

Si el estrato es muy grueso para que resulte económico su cambio o si al quitarlo se va a destruir un colchón natural sobre una cimentación permeable, deben tomarse medidas para asegurarse de que va a consolidar la cimentación durante la construcción.

Si se moja con anterioridad, se comprimirá durante la carga, por lo tanto, los asentamientos después de la construcción de los loes de baja densidad debidos a la saturación por el vaso, se pueden evitar mojando con anterioridad la cimentación para obtener su compresión durante la construcción del terraplén.

4.3.4.1 Algunos tratamientos en cimentaciones de limo y arcilla.- Los métodos de tratamiento de la cimentación se basan en el tipo de suelo. Algunas características de las fundaciones de arcilla es, drenaje muy lento, presenta bajo ángulo de fricción, puede llegar a generar altas presiones de poros cuando la presa esta solicitada, presenta baja resistencia al corte. Si la capa de arcilla no es muy profunda, se debe remover y sustituir el material. A continuación se presenta algunos tratamientos para fundaciones de arcilla:¹¹

El control de la erosión producida por las filtraciones y la subpresión debajo de las presas construidas sobre cimentaciones impermeables requieren el uso de algunas, todas o varias combinaciones de las siguientes construcciones:

- Shear keys (dentellón), mejora la resistencia al corte se utiliza en alturas moderadas.

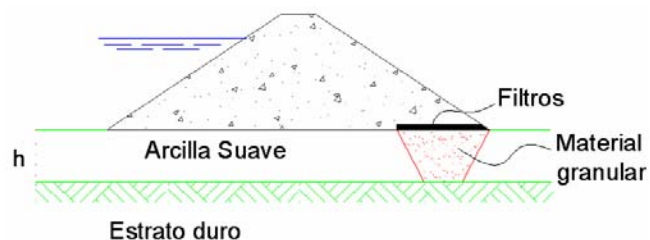


Fig. 4.10: Tratamiento para un estrato de arcilla de altura moderable
(Fuente: Adaptado texto docente)

¹¹ Adaptado texto docente

- ¹² Acelerantes de consolidación, son drenes verticales de arena para alturas apreciables, reducen la presión de poros.

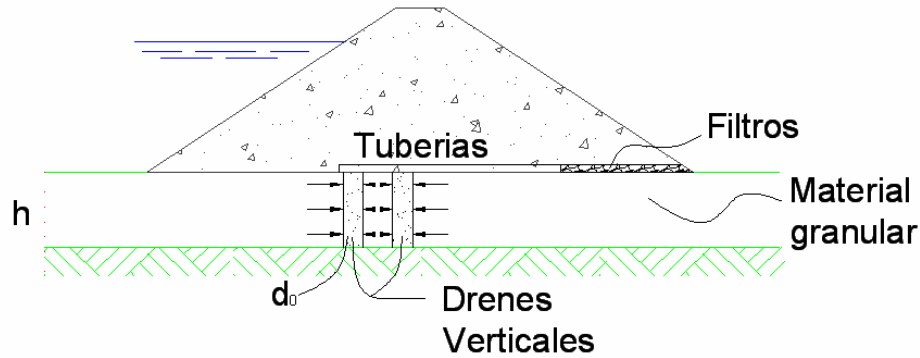


Fig. 4.11: Reductores de presión
(Fuente: Adaptado texto docente)

El diseño de estos drenes se hace de acuerdo al criterio de Barrón

$$t_r = \frac{c_v * t}{h * d_0^2}$$

Donde:

c_v : Coeficiente de consolidación

t : Tiempo

d_0 : Diámetro efectivo de influencia

t_r : Tiempo de consolidación

- La figura 4.12 muestra el tratamiento recomendado si el estrato permeable superior tiene el espesor no muy grueso de manera que atravesase el dentellón de tierra y que la cimentación en la que se apoya es relativamente homogénea. ¹³

¹² Adaptado texto docente

¹³ Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication

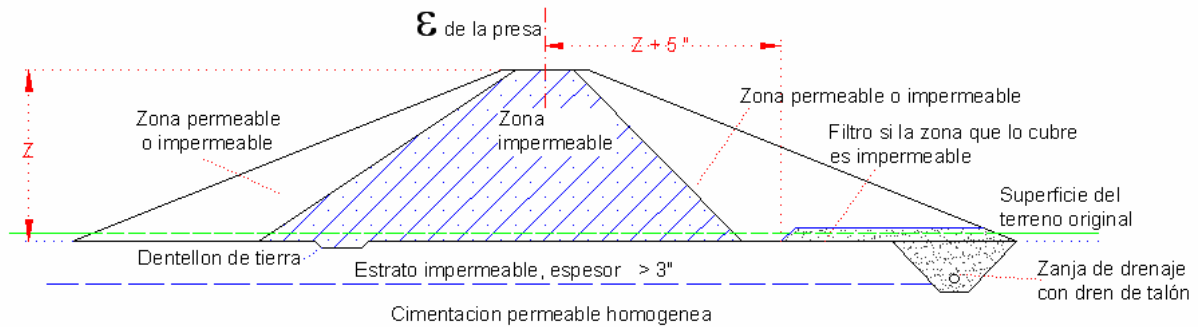


Fig. 4.12: Estrato superior impermeable atrevasado por una zona de drenaje

(Fuente: *Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication*)

- Si el estrato superior impermeable es demasiado grueso para que lo atraviese el dentellón de tierra. O la cimentación en la que se apoya está estratificada, el tratamiento recomendado para la cimentación es la instalación de pozos de drenaje como se muestra en la figura 4.13

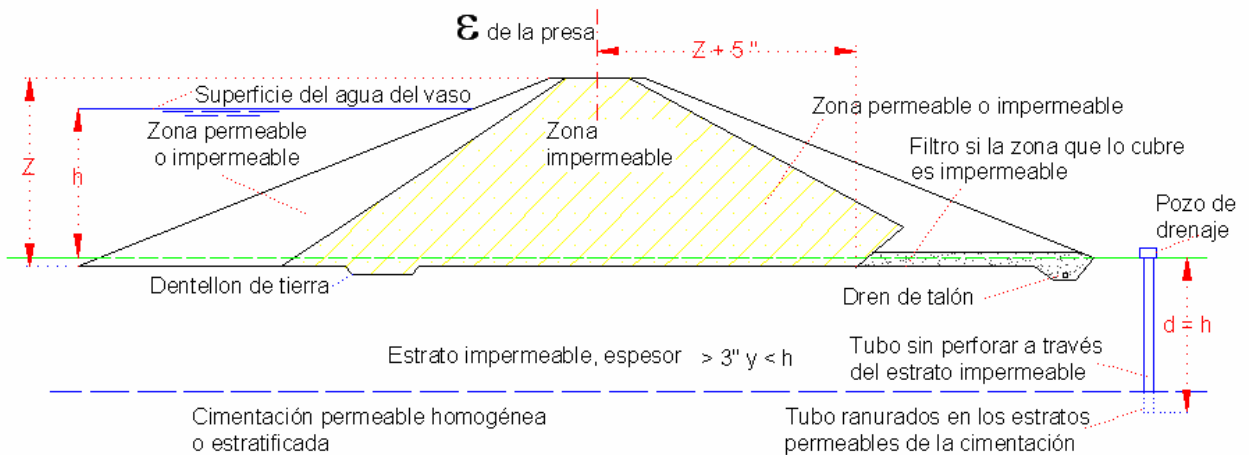


Fig. 4.13: Pozo de drenaje

(Fuente: *Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication*)

- En la figura 4.14 se muestra la sección transversal recomendada para usarse en cimentaciones de grano fino.¹⁴

¹⁴ Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication

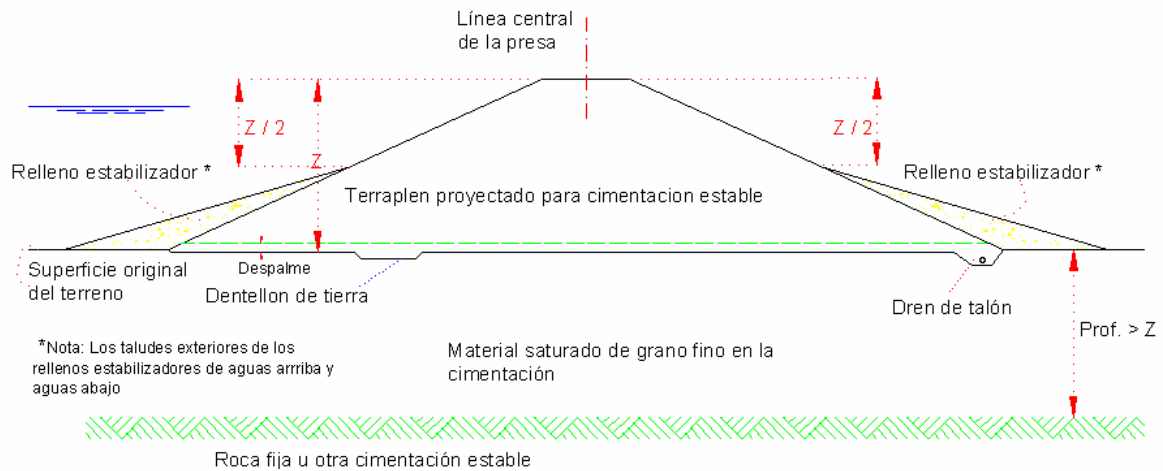


Fig. 4.14: Proyecto de una cimentación de grano fino

(Fuente: *Desing of small dams -A Water Resources Technical Publication*)

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- DESING OF SMALL DAMS
A Water Resources Technical Publication
- TEXTO REFERENCIAL MATERIA OBRAS HIDRÁULICAS II
(Permanente Actualización)
Ing. Roberto Méndez
- atenea.unicauca.edu.co/~hdulica/presas_rigidas.pdf

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS EN PRESAS

5.1 CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE PRESAS.¹

5.1.1 Generalidades.- La integridad estructural de una presa debe mantenerse en las diversas circunstancias o eventos que probablemente surgirán durante su servicio. El diseño es, por tanto, determinado por la consideración de un espectro de condiciones de cargas actuantes correspondientes. En todas las circunstancias previsibles debe asegurarse la estabilidad de una presa y su cimentación, manteniendo los esfuerzos en niveles aceptables y sus cualidades impermeables esencialmente inalteradas.

Las presas presentan una complejidad en su respuesta estructural que marca un fuerte contraste con la evidente simplicidad de su concepto estructural y su forma. Son estructuras tridimensionales asimétricas, construidas con materiales de propiedades mecánicas muy complejas y cimentadas sobre formaciones no uniformes y anisotrópicas², lo cual se refleja en la interacción de la presa con su cimentación y con la respuesta estructural compleja de ambas cuando se someten a fluctuaciones en las cargas primordiales y a los efectos de una saturación progresiva.

En comparación con la mayoría de las otras estructuras de ingeniería, las presas también requieren funcionar en o muy cerca de las cargas de diseño específicas durante una gran proporción de su vida útil.

La distribución, magnitud y modo de acción de ciertas cargas pueden predeterminarse con mucha precisión. Ejemplos obvios son las cargas externas del agua y el peso propio de la estructura. Otras cargas mayores, algunas igualmente importantes, son menos confiables

¹ *Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición.*

² *Característica de los cuerpos cuyas propiedades físicas dependen de la dirección*

en su predeterminación y pueden depender del tiempo, por ejemplo, las presiones internas de infiltración, debidas a la redistribución de cargas por las deformaciones de la cimentación, etcétera.

Es conveniente clasificar las cargas actuantes individuales como primarias, secundarias o excepcionales. Dicha clasificación ayuda a apreciar apropiadamente combinaciones de cargas que se deben considerar en su análisis.

La clasificación se hace en función de su aplicabilidad y de la importancia relativa de la carga.

1. *Cargas primarias.* Se identifican como aquellas de mayor importancia para todas las presas, sin tener en cuenta su tipo, por ejemplo las del agua y las fuerzas relacionadas con la infiltración y el peso propio.
2. *Cargas secundarias.* Se aplican universalmente aunque en menor magnitud (por ejemplo, la carga de sedimentación) o, alternativamente, son de mayor importancia sólo para ciertos tipos de presas (por ejemplo, efectos térmicos dentro de presas de concreto).
3. *Cargas excepcionales.* Se designan así sobre la base de su aplicación general limitada o por su poca probabilidad de ocurrencia (por ejemplo, los efectos tectónicos o las cargas de inercia asociadas con la actividad sísmica).

5.1.2 Secuencia de cargas actuantes.- Las cargas primarias y las secundarias más importantes y sus fuentes excepcionales se identifican esquemáticamente en la figura 5.1; se utiliza una sección de una presa de gravedad para este propósito por conveniencia de ilustración. No todas las cargas identificadas serán aplicables para una presa dada. Se deja un elemento de discreción en la formulación de las combinaciones para el análisis de cargas.

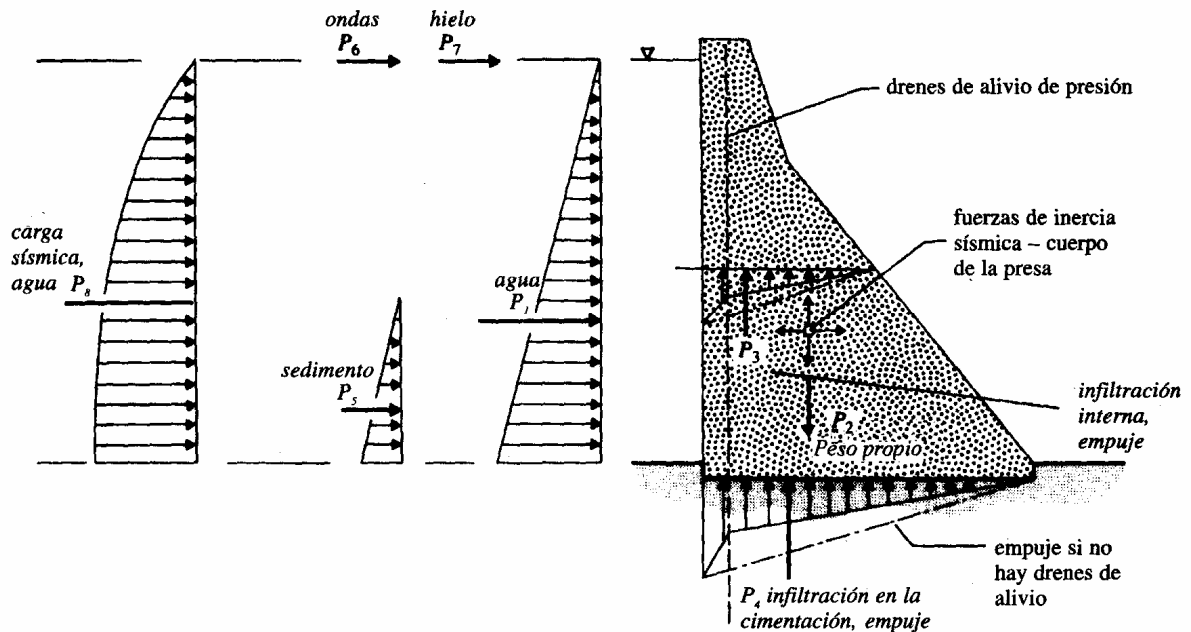


Fig. 5.1: Esquema de las principales cargas: perfil de una presa de gravedad.
(Fuente: Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

a. Cargas primarias:

1. *Carga del agua.* Es debida a la distribución hidrostática de presión y tiene una resultante horizontal, la fuerza P_1 . (Nótese que la componente vertical de esta carga, también existirá en caso que el espaldón aguas arriba tenga un talud y las cargas equivalentes aguas abajo operasen en el espaldón respectivo).

2. *Carga del peso propio.* Se determina con respecto a un peso unitario apropiado del material. Para un análisis elástico simple, se considera que la fuerza resultante P_2 , actúa a través del centroide de la sección.

3. *Carga de infiltración.* Los patrones de infiltración de equilibrio se desarrollarán dentro y por debajo de la presa, por ejemplo, en los poros y las discontinuidades, con una carga resultante vertical identificada como un empuje interno y externo P_3 y P_4 , respectivamente. [Nótese que el proceso de infiltración generará presión de agua en los poros en materiales permeables, y con este enfoque, se considera como un derivado de la carga del agua para una presa de relleno (sección 5.1.3)].

b. Cargas secundarias:

1. *Carga de sedimentación.* Los sedimentos acumulados generan un empuje horizontal, considerado como una carga hidrostática adicional equivalente con resultante P5.
2. *Carga hidrodinámica de ondas.* Es una carga transitoria, P6, generada por la acción de las ondas contra la presa (normalmente no es importante).
3. *Carga del hielo.* El empuje del hielo, P7, se puede desarrollar en condiciones climáticas extremas (normalmente no es importante).
4. *Carga térmica (presas de concreto).* Es una carga interna generada por las diferencias de temperatura asociadas con los cambios en las condiciones ambientales y con la hidratación y el enfriamiento del cemento (no se muestra).
5. *Efectos interactivos.* Son internos, surgen de las rigideces relativas y las deformaciones diferenciales de una presa y su cimentación (no se muestra).
6. *Carga hidrostática sobre los estribos.* Es una carga interna de infiltración en los estribos en una roca maciza, no se ilustra (es de particular importancia en las presas de arco o de bóveda).

c. Cargas excepcionales:

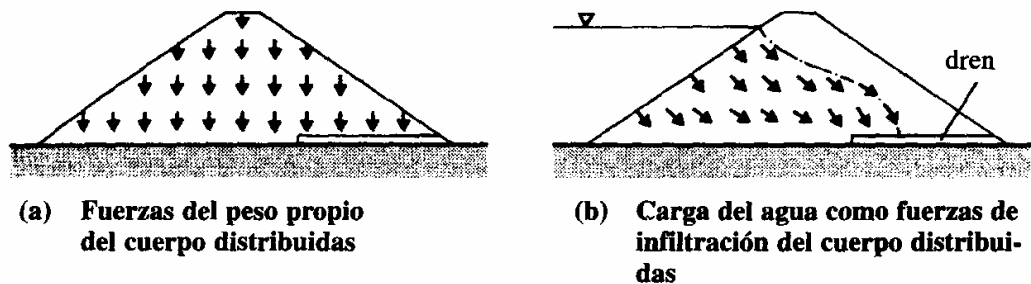
1. *Carga sísmica.* Las cargas inerciales horizontales y verticales se generan con respecto a la presa y al agua retenida debido a perturbaciones sísmicas. Para la presa se muestran simbólicamente en el centroide de la sección. Para las fuerzas inerciales del agua se muestra un empuje estático equivalente simplificado, P8 (el análisis dinámico no es competencia del presente texto).
2. *Efectos tectónicos.*³ La saturación o las perturbaciones producidas por excavaciones profundas en rocas, pueden generar cargas como resultado de movimientos tectónicos lentos.

³ *Perteneciente o relativo a la estructura de la corteza terrestre.*

5.1.3 Conceptos de carga.- La presencia persistente y concurrente de todas las cargas primarias que actúan sobre una presa en operación es evidente. Algunas cargas secundarias, por ejemplo, la de sedimentación, se desarrollarán gradualmente y persistirán junto con las primarias. Otras cargas secundarias proporcionarán una carga temporal adicional y poco frecuente, por ejemplo, el empuje del hielo. En las cargas excepcionales, la acción tectónica puede generar una adición permanente a la carga total sobre la presa. La actividad sísmica, que es en esencia al azar y poco frecuente, genera una carga dinámica extrema pero transitoria.

El estudio de la naturaleza de las diferentes cargas individuales y patrones de carga conduce a una combinación lógica de cargas expresamente definida para ser consideradas en el análisis. Cada combinación de cargas está relacionada con una condición de servicio particular y define aquellas cargas que se considera que operan con simultaneidad en la presa. Esta lógica puede extenderse para reducir de manera considerable los márgenes de seguridad de diseño y, al mismo tiempo, disminuir la probabilidad de ocurrencia de unas combinaciones de cargas más rigurosas.

En el análisis de una presa de relleno se considera, correctamente, que el agua, la infiltración y el peso propio actúan como cargas internas distribuidas o presiones en el cuerpo, como se muestra en el esquema de la figura 5.2. Sin embargo, el análisis de estabilidad clásico de presas de concreto, supone que el agua y las cargas de infiltración actúan como presiones en la superficie, con sus fuerzas resultantes consideradas junto con una carga resultante del peso propio, como se muestra en la figura anterior.



*Fig. 5.2: Esquema de las fuerzas internas de cuerpo: presa de relleno.
(Fuente: Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)*

5.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TERRAPLENES.

5.2.1 Generalidades.- El proyecto de los taludes de los terraplenes puede variar mucho según el carácter de los materiales disponibles para su construcción, las condiciones de la cimentación y la altura de la presa. Los taludes de los terraplenes son los necesarios para dar la estabilidad a la presa sobre una cimentación resistente a los esfuerzos que en ella actúan, por lo tanto las pendientes de los taludes, previamente están condicionadas a la disponibilidad de una fundación estable (natural o mejorada).

De especial importancia es la naturaleza del suelo que se va a usar en la construcción de las presas homogéneas modificadas o en el núcleo de una presa de sección compuesta. En este caso, la relación del tamaño del núcleo al tamaño de la cubierta es también importante.

La estabilidad de un terraplén se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes, porque la falla se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie de corte.

Los esfuerzos cortantes provienen de las cargas externas aplicadas, como son las del vaso y las producidas por los terremotos, y de las fuerzas internas producidas por el peso del suelo y de los taludes del terraplén. Las fuerzas internas y externas también producen esfuerzos de compresión normales a cualquier superficie de deslizamiento potencial. Estos esfuerzos de compresión contribuyen tanto a la resistencia al corte del suelo, como al desarrollo de presiones intersticiales que destruyen la estabilidad.

5.2.2 Taludes de referencia.- Los taludes de referencia de aguas arriba de las presas de tierra puede variar de 2:1 a uno tan tendido como de 4:1 por estabilidad, generalmente son de 2 ½:1 o 3:1. Se usan a veces taludes de aguas arriba tendidos para eliminar protecciones costosas en los taludes.

Los taludes ordinarios aguas abajo de las presas de tierra pequeñas sin talud saturado son de 2:1 cuando la presa lleva una zona impermeable y el talud es permeable, y de 2 ½:1 cuando todo el terraplén es impermeable.

Estos taludes son estables para los tipos de suelos comúnmente usados y cuando se proyecta el drenaje adecuado de manera que el talud aguas abajo nunca se satura con las filtraciones.

Los taludes de una presa de tierra dependen del tipo de presa (es decir, terraplén con diafragma, homogéneo modificado, o compuesto), y de la naturaleza de los materiales de construcción.

5.2.3 Recomendaciones en presas pequeñas.⁴ Los Taludes recomendados por la US. BUREAU OF RECLAMATION para presas de tierra pequeñas vienen tabulados tomando en cuenta ciertas características de cada presa. Los taludes del terraplén están relacionados a la clasificación del suelo que se va a usar en la construcción, especialmente los suelos impermeables. Los taludes elegidos son necesariamente conservadores y solo se recomiendan para las presas pequeñas de tierra.

Taludes recomendados:

- Para **presas de tierra homogénea en fundaciones estables** los taludes recomendados se indican en la siguiente tabla, para el caso de presa de regulación y almacenamiento, y con o sin la posibilidad de un vaciado rápido. Donde se da más de una clasificación de suelos para un grupo de taludes, es una indicación que la presa se puede construir con estos taludes usando cualquiera de estos suelos o una combinación de los mismos.

⁴ *Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior. Bureau of reclamation.*

Caso	Tipo	Propósito	Sujeto a vaciamiento rápido	Clasificación del suelo	Aguas arriba	Aguas abajo
A	Homogénea o Homogénea modificada	Regulación o almacenamiento	No	GW, GP, SW, SP,	No disponible, no adecuado	
				GC, GM, SC, SM,	$2 \frac{1}{2} : 1$	$2 : 1$
				CL, ML,	$3 : 1$	$2 \frac{1}{2} : 1$
				CH, MH	$3 \frac{1}{2} : 1$	$2 \frac{1}{2} : 1$
B	Homogénea modificada	Almacenamiento	Si	GW, GP, SW, SP,	No disponible, no adecuado	
				GC, GM, SC, SM,	$3 : 1$	$2 : 1$
				CL, ML,	$3 \frac{1}{2} : 1$	$2 \frac{1}{2} : 1$
				CH, MH	$4 : 1$	$2 \frac{1}{2} : 1$

Tabla 5.1. Taludes recomendados para presas de tierra homogéneas sobre fundaciones estables.
(Fuente: Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior. Bureau of reclamation.)

- Para **presas compuestas o zoneadas con fundaciones estables** los taludes recomendados se indican en la siguiente tabla, para el caso de presas pequeñas de regulación y almacenamiento, con núcleos mínimos y máximos, y con o sin la posibilidad de un vaciado rápido. Donde se da más de una clasificación de suelos para un grupo de taludes. Los taludes que se requieren para la estabilidad de un terraplén compuesto son función de los tamaños relativos del núcleo impermeable y los faldones permeables. El tamaño del núcleo de 10 pies se toma como el mínimo que permite la colocación y compactación económica de los materiales impermeables del terraplén con el equipo de construcción. Además si el núcleo fuera más delgado existiría infiltración y habría el peligro de que se rompiera por los asentamientos diferenciales de la cimentación.

Caso	Tipo	Propósito	Sujeto a vaciamiento rápido	Clasificación del material exterior	Clasificación del material del núcleo	Aguas arriba	Aguas abajo
A	Compuesta con el núcleo mínimo	Cualquiera	No crítico	Relleno de roca, GW, GP, SW, SP	GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH	2 : 1	2 : 1
B	Compuesta con el núcleo máximo	Retención o almacenamiento	No	Relleno de roca, GW, GP, SW, SP	GC, GM	2 : 1	2 : 1
					SC, SM	$2 \frac{1}{4} : 1$	$2 \frac{1}{4} : 1$
					CL, ML	$2 \frac{1}{2} : 1$	$2 \frac{1}{2} : 1$
					CH, MH	3 : 1	3 : 1
C	Compuesta con el núcleo máximo	almacenamiento	Si	Relleno de roca, GW, GP, SW, SP	GC, GM	$2 \frac{1}{2} : 1$	2 : 1
					SC, SM	$2 \frac{1}{2} : 1$	$2 \frac{1}{4} : 1$
					CL, ML	3 : 1	$2 \frac{1}{2} : 1$
					CH, MH	$3 \frac{1}{2} : 1$	3 : 1

Tabla 5.2. Taludes recomendados para presas pequeñas de tierra de sección compuesta en fundaciones estables.

(Fuente: Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior. Bureau of reclamation.)

5.2.4 Análisis de estabilidad de taludes.

El análisis de la estabilidad de taludes implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia al corte del suelo.⁵

Este análisis no es una tarea fácil, la estratificación del suelo y sus parámetros de resistencia cortante, la infiltración, y la selección de una superficie potencial de falla en su

⁵ FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTÉCNICA. M. Braja Dass. Editorial Thomson Learning

conjunto, logran crear un problema sumamente complejo, el cual puede ser solucionado mediante la ayuda de programas o manualmente.

Cuando un ingeniero realiza el análisis de la estabilidad de taludes busca el factor de seguridad “FS” o “F” más alto posible, el factor de seguridad es la relación que existe entre la resistencia cortante promedio del suelo y el esfuerzo cortante promedio desarrollado en la superficie potencial de falla.

Cuando F_s es igual a 1, el talud esta en estado de falla, lo que quiere decir que el talud puede fallar en cualquier momento, generalmente un factor de seguridad de 1.5 es aceptable para tener un talud estable.

Para determinar el factor de seguridad es necesario conocer las condiciones del sitio y algunos parámetros de resistencia como: la cohesión, el ángulo de fricción interna del suelo, la magnitud de las presiones intersticiales para la construcción en régimen estable, y las condiciones después del desembalse.

Se debe determinar las propiedades de resistencia de la cimentación donde el material que cubre la roca es limo o arcilla, por que la experiencia ha demostrado que el círculo crítico se prolongará dentro de la cimentación.

La estabilidad de una presa de relleno debe evaluarse teniendo en cuenta las condiciones cambiantes de las cargas y el régimen de infiltración que se desarrollan desde la construcción hasta el primer llenado para ponerla en servicio, y debe incluir el descenso del nivel del agua en el embalse.

El análisis de la estabilidad de taludes que casi siempre se utiliza se detalla en los textos de mecánica de suelos. En esta sección se presupone un conocimiento básico de los métodos de análisis de estabilidad de equilibrio y los límites establecidos, y sólo se da a continuación una relación breve de ciertos puntos fundamentales.

5.2.4.1 Métodos para el análisis de estabilidad de taludes.- Se han propuesto varios métodos para calcular la estabilidad de las presas de tierra. Estos métodos se basan en la resistencia de corte del suelo y en algunas suposiciones con respecto al carácter de una falla del terraplén.

El análisis de equilibrio límite se basa en la consideración del equilibrio estático de las masas de suelo con inestabilidad potencial y ‘activas’ que están sobre una superficie hipotética de falla. El factor de seguridad, F , se define por:

$$F = \Sigma \tau_f / \Sigma \tau \quad (5.1)$$

donde τ_f y τ son, respectivamente, la resistencia unitaria al corte que se puede movilizar y el esfuerzo unitario de corte generado sobre la superficie de falla. El análisis se aplica a todas las superficies de falla concebibles y se busca el factor de seguridad mínimo.

La estabilidad tiene gran sensibilidad a la presión de poros u_w , el cual debe estimarse a partir de una red de flujo o de los coeficientes de presión de poros en ausencia de datos de campo. Por tanto, a veces es más conveniente considerar en el análisis las presiones de agua en los poros utilizando la razón de presión de poros adimensional, r_u :

$$r_u = u_w / \gamma z \quad (5.2)$$

donde z es la profundidad a partir de la superficie del terreno y γz es el esfuerzo geoestático vertical local.

A menudo, el valor de r_u puede tomarse, razonablemente, como uniforme en un espaldón cohesivo aguas abajo, y los valores de equilibrio se ubican por lo común en el intervalo 0.10 - 0.30. La presión inicial de agua en los poros generada en un relleno cohesivo se desarrolla como resultado del proceso de construcción mismo, es decir, la sobrecarga y las cargas de equipos. Las presiones de agua en los poros en la construcción se disipan de manera parcial antes del primer llenado, después del cual en forma progresiva se

estabilizan para responder al avance del frente de infiltración y, por último, la condición de estado permanente de embalse lleno u otra, dependiendo de las condiciones de operación (ilustrado en la figura 5.3).

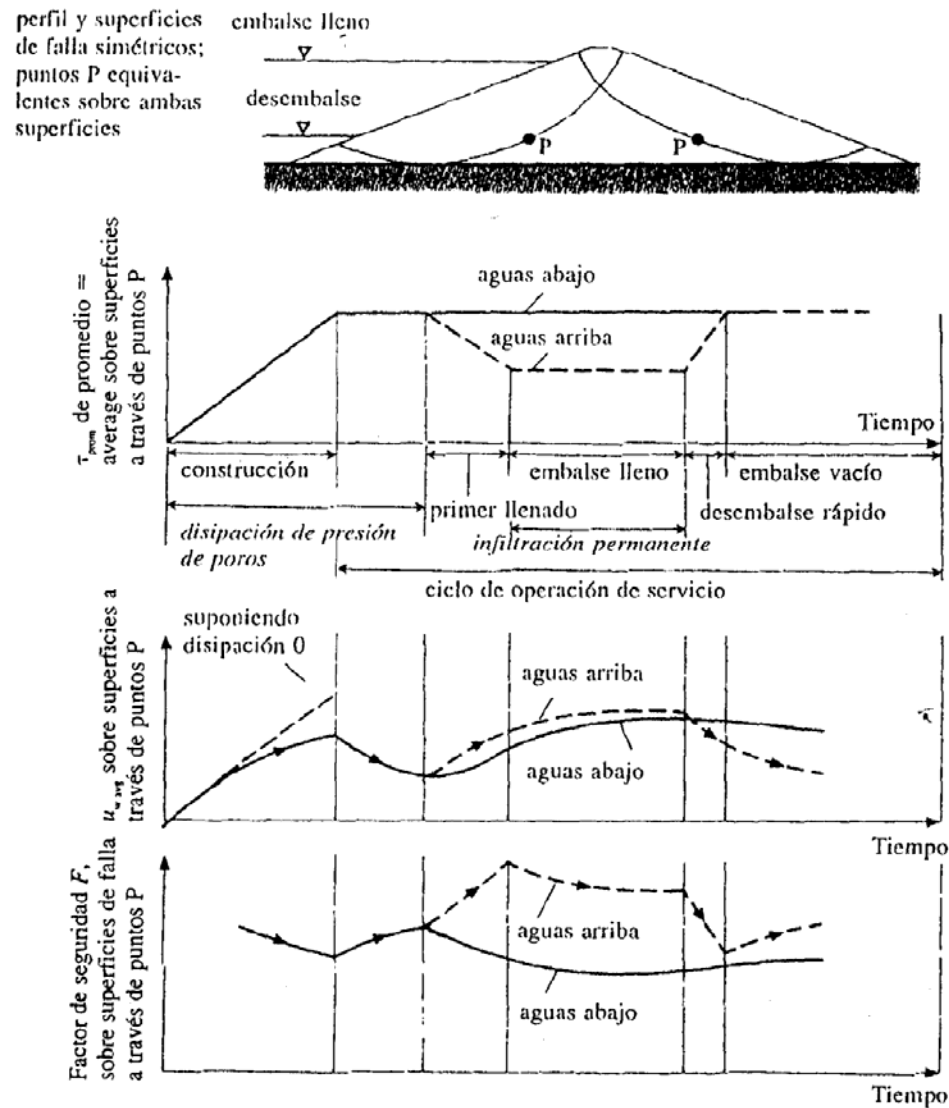


Fig. 5.3: Variación de los parámetros de estabilidad de relleno durante la construcción y la operación.

(Fuente: Bishop y Bjerurum, 1960.)

La forma de la superficie de falla crítica para F_{\min} está controlada por muchos factores que incluyen el tipo de suelo y la presencia de discontinuidades o interfaces, por ejemplo, entre suelo blando y roca.

Un número representativo de superficies de falta de diversas presas de relleno y/o situaciones de cimentación se ilustran esquemáticamente en la figura 5.4.

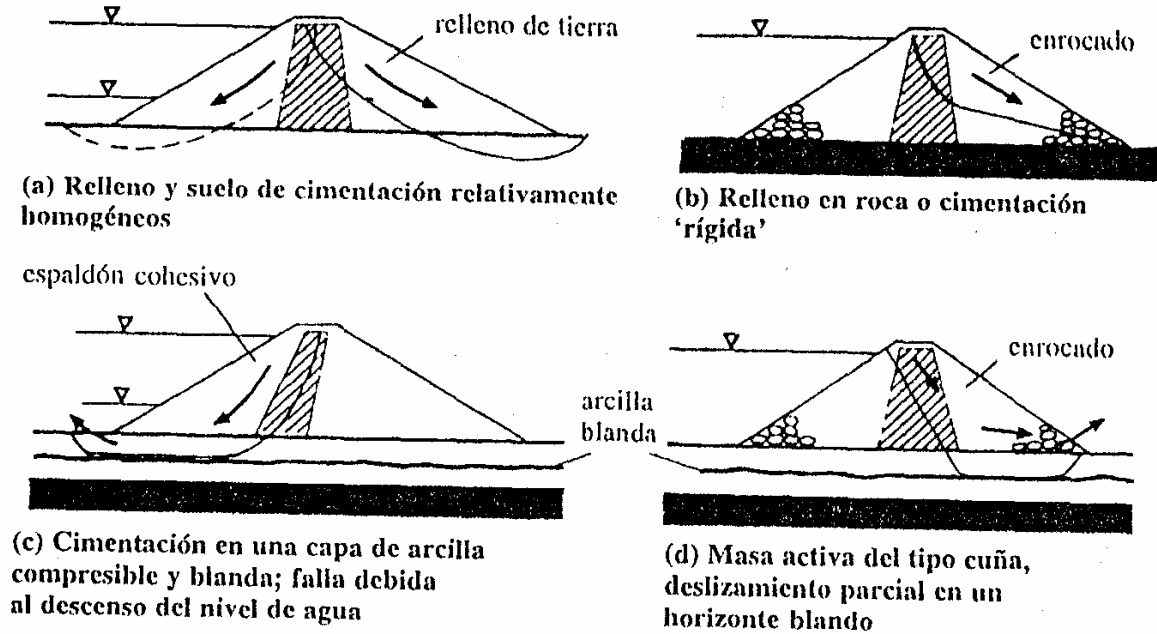


Fig. 5.4: Análisis de estabilidad: esquemas de superficie de falla.
(Fuente: Estructuras Hidráulicas. P. Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

En la mayoría de los análisis iniciales que involucran suelos cohesivos con relativa homogeneidad y uniformidad, se suponen superficies de falla con forma de arco circular. El lugar probable geométrico de los centros de los círculos críticos en tales casos, con $r_u < 0.3$, puede aproximarse mediante:

$$z_c = H \cot \beta (0.6 + 2 \tan \phi') \quad (5.3)$$

$$y_c = H \cot \beta (0.6 - \tan \phi') \quad (5.4)$$

donde z_c y y_c son las coordenadas con respecto al pie de presa, siendo positivas las direcciones hacia arriba y en el del talud, respectivamente, β es el ángulo del talud, H la altura del talud y ϕ' el ángulo de fricción del material.

El análisis se hace en función de los parámetros de resistencia al corte de los esfuerzos efectivos c' y ϕ' , con presión de agua en los poros u_w , o la razón de presión de poros r_u . El empleo de los parámetros de esfuerzos totales c y ϕ es adecuado sólo a corto plazo y para análisis aproximados, por ejemplo, estabilidad en etapas intermedias de la construcción.

Los valores de Factor de Seguridad Mínimo “ F_{min} ” determinados en un análisis de estabilidad completo siempre deben considerarse como relativos y no como absolutos.

Las expresiones empleadas para “ F ” varían en rigor y son inexactas, como reflejo de la complejidad del problema de estabilidad. Consideraciones económicas inducen a aceptar valores relativamente bajos de “ F ” para las pendientes de los rellenos. Los factores de seguridad para los taludes de una presa de relleno dependen del tiempo, varían de forma significativa de acuerdo con los cambios en las cargas correspondientes a la construcción y al ciclo de operación subsiguiente, lo cual se ilustra esquemáticamente en la figura 5.3.

Entre los métodos de empleo más común para el análisis de presas de terraplén se encuentran:

- (1) **Método de momentos**, para $\phi=0$ (Suelos cohesivos homogéneos). Es un método simple pero teóricamente preciso, considera en su análisis la superficie de falla circularmente cilíndrica.
- (2) **Método ordinario de “slices” o de dovelas**, para $\phi \geq 0$ (Para todo tipo de suelos). Es un método simple y conservador, considera en su análisis el círculo de falla, cuando $\phi=0$ brinda resultados precisos.
- (3) **Método de “partes” o simplificado de dovelas**, para $\phi \geq 0$ (Para todo tipo de suelos). Es un método simple y conservador, considera en su análisis fallas circulares y no circulares.

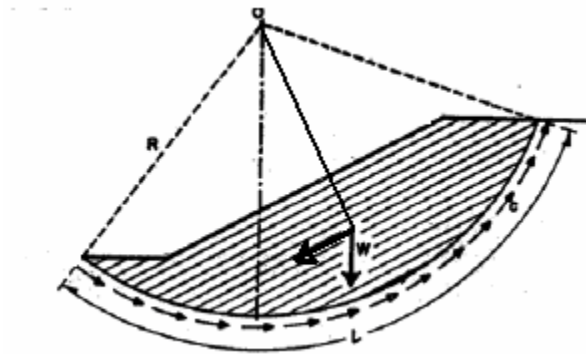
1. Método de los momentos para suelos con $\phi=0$.

En este método la masa de suelo arriba de la superficie de falla se toma como unitaria. Esto es útil cuando el suelo que forma el talud se supone homogéneo, aunque no es común en el caso de la mayoría de los taludes naturales.⁶

Este método es para suelos saturados en tiempos cortos.

$$\sigma_u = \text{cte. } (\phi_u = 0) \text{ resistencia no drenada.}$$

Si $\phi_u = 0$ la resistencia σ_u no depende del esfuerzo normal.



*Fig. 5.5: Esquema de superficie de falla.
(Fuente: Adaptado del texto docente)*

$$FS = \frac{RM}{OM} = \frac{\text{Momentos resistentes debido a los } \zeta \text{ de todos los suelos a lo largo del arco}}{\text{Momentos volcantes debido al peso del suelo que involucra al arco}} \quad (5.5)$$

$$FS = \frac{\sum l_i \cdot c_i \cdot r_i}{\sum A_i \cdot \gamma_i \cdot x_i} \quad (5.6)$$

Donde:

l_i : longitud del arco.

c_i : cohesión.

r_i : radio, brazo de momento del ζ .

A_i : área de la sección.

γ_i : peso específico del material.

x_i : brazo de momento de W (peso).

⁶ Fundamentos De Ingeniería Geotécnica. M. Braja Dass. Editorial Thomson Learning

Procedimiento:

- 1.- Seleccionar un círculo de falla.
- 2.- Dividir el material sobre el círculo en un número de secciones siguiendo los límites de los materiales. Si existe agua, esta debe considerarse como una sección con peso pero sin resistencia.
- 3.- Para cada sección calcular el área, peso, brazos de momento y momentos. El brazo de momento se toma desde el centro del círculo de falla hasta el centro de gravedad de la sección. Tomar el momento con su signo.

$$\Sigma \text{ de los momentos} = OM = \Sigma A_i * \gamma_i * x_i$$

- 4.- Para cada segmento de arco determinar la longitud l, brazo de momento (radio r) y la cohesión. Luego determinamos el momento.

$$\Sigma \text{ de los momentos} = RM = \Sigma l_i * c_i * r_i$$

- 5.- Calcular el valor del factor de seguridad. $FS = RM/OM$.
- 6.- Repetir de 1 a 5 veces para diferentes radios hasta obtener el más crítico.
- 7.- A partir del más crítico del punto 6, elegir otros centros próximos hasta obtener el crítico general.

2. Método ordinario de “slices” o de dovelas, para $\phi \geq 0$.⁷

Este procedimiento, es una técnica versátil en la que la no homogeneidad de los suelos y la presión de agua de poro se toma en consideración; también toma en cuenta el esfuerzo normal a lo largo de la superficie potencial de falla.

El método considera una superficie de un arco circular. Este método calcula el FS para círculos de falla de acuerdo a las siguientes condiciones:

$$\sigma = c \quad (\phi=0) \quad \text{Suelos cohesivos.}$$

$$\sigma = \sigma_n * \tan \phi \quad \text{Suelos no cohesivos.}$$

$$\sigma = c + \sigma_n * \tan \phi \quad \text{Combinación.}$$

⁷ Para ampliar revisar: *Fundamentos de ingeniería geotécnica. M. Braja Dass. Editorial Thomson Learning*

El método consiste en subdividir toda la masa activa en capas para el análisis.

La zona de falla se divide en rebanadas verticales; no es necesario que todas tengan el mismo ancho y para facilitar los cálculos se hace que sus límites coincidan con las intersecciones de la circunferencia con los estratos de suelo por abajo y con el paramento del talud por arriba, ver figura 5.6. Al hacer el análisis se considera que cada rebanada actúa independientemente de las colindantes: no se desarrolla esfuerzo cortante entre ellas y las presiones normales en cada lado de la dovela producidas por las colindantes son iguales.

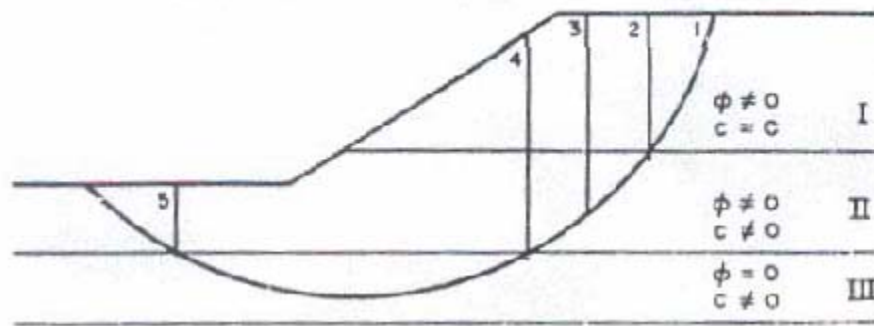


Fig. 5.6: Esquema de división de slices.

(Fuente: Adaptado del Construye Aprende.com: Jassit Neftali Alvarado Rodriguez)

Es un método relativamente sencillo para analizar la estabilidad de un terraplén. En este método, el factor de seguridad contra el deslizamiento se define como la relación del promedio de la resistencia al esfuerzo cortante, al promedio del esfuerzo cortante determinado por medio de la estática de una superficie potencial de deslizamiento. La fuerza ejercida por cualquier segmento dentro del círculo de deslizamiento es igual al peso del segmento y actúa verticalmente hacia abajo desde su centro de gravedad. Los componentes de este peso actúan en una porción del círculo y son, la fuerza normal del arco, determinada completando el triángulo de las fuerzas con líneas en las direcciones radiales y tangenciales, figura 5.7.

Las presiones intersticiales actuando sobre el arco dan por resultado una fuerza de subpresión que reduce la componente normal del peso del segmento.

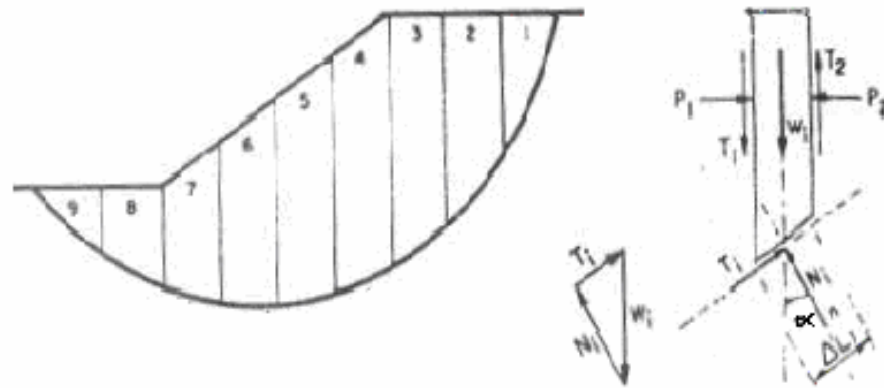


Fig. 5.7: Esquema de las fuerzas que actúan en un slice.
(Fuente: Adaptado del Construye Aprende.com: Jassit Nefthali Alvarado Rodríguez)

Hipótesis básicas: La resultante de las fuerzas en cualquier slice actúa paralela a la base del slice y por lo tanto no influye el esfuerzo normal en la base del slice.

La hipótesis de la solución es en la práctica conservadora al compararla con análisis más rigurosos y puede subestimar al FS en una proporción entre 5 y 15% (Aprox. 10%). Este margen, es en general inaceptable debido a las implicaciones en los costos.

La determinación del factor de seguridad esta dado por:

$$FS = \frac{\text{Resistencia al corte del suelo}}{\text{Corte solicitante por el peso}} \quad (5.7)$$

$$FS = \frac{\sum (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) \cdot \tan \phi + \sum c \cdot l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (5.8)$$

Donde:

FS : Factor de seguridad.

c : cohesión.

ϕ : ángulo de fricción.

W : peso del slice.

α : inclinación de la base del slice (ángulo de inclinación que forma la base de la capa con la horizontal).

u : presión de poros en la base del slice.

$u \cdot l = 15\%$ (fin de construcción); 30% (operación); 50% (vaciamiento rápido).

l : longitud de la base del slice.

La base de un slice debe involucrar a un solo suelo o material. Además el ángulo de inclinación que forma la base de la capa con la horizontal α se considera positivo si está hacia arriba del talud desde el punto más bajo del arco de falla.

Procedimiento:

- 1.- Seleccionar un círculo de falla.
- 2.- Dividir la masa sobre el círculo en un número de “slice” verticales. La base del slice debe involucrar a un solo material.
Cálculo manual de 8 a 10 slices, computacional > 30 slices. Si existe agua, se representa por uno o más slices.
- 3.- Calcular el peso de cada slice vertical. Si verticalmente el slice involucra más de dos materiales, el peso es la suma de los diferentes materiales.

$$W_i = b \cdot h_i \cdot \gamma_i$$

$$W = \sum W_i$$

- 4.- Para cada slice calcular en la base l , α , c , ϕ y u .
- 5.- Calcular el FS de acuerdo a la planilla, con la expresión del método.
- 6.- Repetir de 1 a 5 veces, para diferentes radios hasta obtener mínimo FS.
- 7.- Repetir para otros centros hasta obtener el mínimo global.

3. Método de “partes” o simplificado de dovelas.

Método semi-riguroso de Bishop⁸.- El método semi-riguroso de Bishop (Bishop, 1955) difiere de la solución del método anterior en los supuestos que hace sobre las fuerzas que actúan entre capas o lados de las dovelas requeridas para el equilibrio estático:

$$F = \frac{1}{\sum W \sec \alpha} \sum \left\{ [c' b + (W - u_w b) \tan \phi'] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F} \right\}. \quad (5.9)$$

En la expresión anterior b es el ancho de cualquier capa y F el factor de seguridad. Alternativamente, al expresar la presión de agua en los poros u_w en función de la razón de presión de poros predicha, r_u por conveniencia en el análisis inicial, con el valor de $r_u = u_w / \gamma_z = u_w b/W$ para cualquier capa,

$$F = \frac{1}{\sum W \sec \alpha} \sum \left\{ [c' b + W(1 - r_u) \tan \phi'] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F} \right\}. \quad (5.10)$$

Note que el termino F que es el factor de seguridad está presente en ambos lados de las ecuaciones 5.9 y 5.10. Por consiguiente, se requiere adoptar un procedimiento de prueba y error para encontrar el valor de F .

Si al aplicar este método, se selecciona primero un valor de prueba de F apropiado, la expresión converge rápido a la solución.

La expresión de Bishop puede, con discreción, aplicarse a superficies de falla de arcos no circulares, como se muestra en la figura 5.8.

⁸ Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición

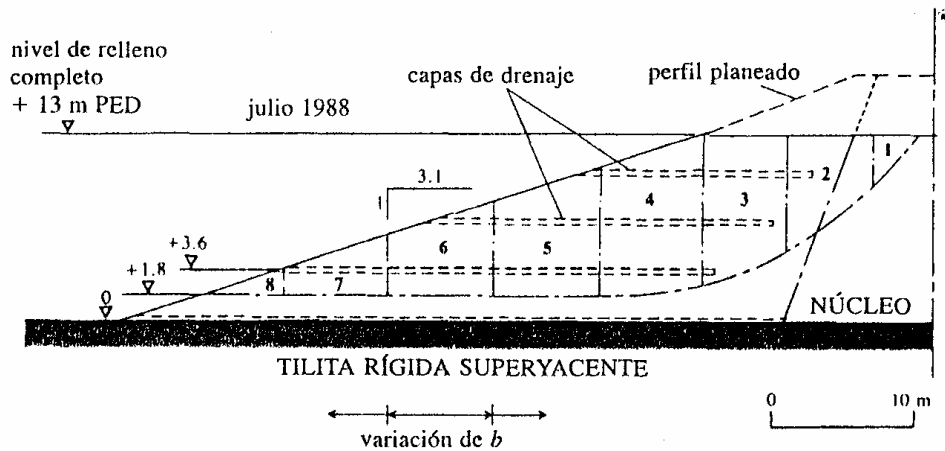


Fig. 5.8: Superficie de falla en arco no circular.
(Fuente: Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

Los diagramas de $m_\alpha = \cos \alpha [1 + (\tan \alpha \tan \phi') / F]$ para utilizar con las ecuaciones anteriores se presentan en la figura 5.9.

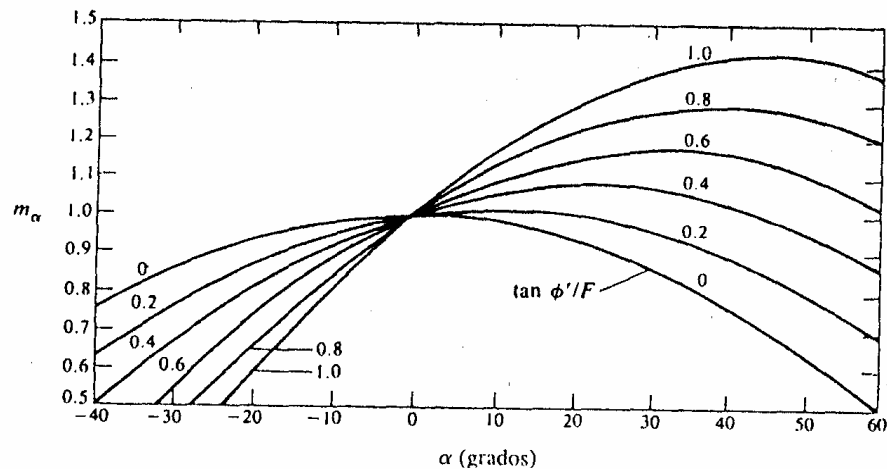


Fig. 5.9: Curvas de cimentación $m_\alpha = \cos \alpha [1 + (\tan \alpha \tan \phi') / F]$
(Fuente: Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri.)

El método semi-riguroso de Bishop, probablemente es el método más ampliamente usado. Con ayuda de una computadora, este método da resultados satisfactorios en la mayoría de los casos. El método ordinario de las dovelas se presenta como una herramienta de aprendizaje que rara vez se usa ahora debido a que es demasiado conservador.⁹

⁹ FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTÉCNICA. M. Braja Dass. Editorial Thomson Learning

5.2.5 Círculos de falla y mínimos factores de seguridad.- Para determinar los círculos de falla y mínimos factores de seguridad se deben seguir los siguientes pasos:

- 1.- Calcular los FS que tienen las siguientes características comunes:
 - a) Todos los círculos son tangentes a la mínima elevación o base.
 - b) Todos los círculos pasan a través del talón del talud.
- 2.- Plotear el valor de los FS de los diferentes círculos y dibujar las líneas de nivel, entonces determinar el mínimo FS de la grafica.
- 3.- Calcular el FS para otros círculos con características comunes, dibujar las líneas de nivel, entonces determinar el mínimo FS de la grafica.

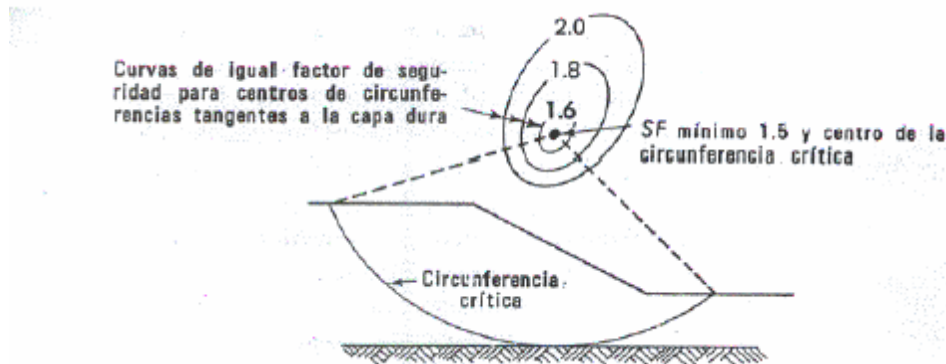


Fig. 5.10: Determinación del factor de seguridad mínimo con las curvas de nivel de FS
(Fuente: Adaptado de Construye Aprende.com: Jassit Neftali Alvarado Rodriguez)

- 4.- Repetir el proceso anterior hasta determinar el mínimo FS global.

“Deben tantearse numerosas superficies de posible deslizamiento para tener la seguridad de localizar la hipótesis más desfavorable”.

5.2.6 Estados de análisis de estabilidad en una presa.-¹⁰ En la comprobación de la estabilidad de presas, se considerarán las solicitaciones siguientes: peso propio, presión hidrostática con el máximo nivel de embalse en crecidas y presiones intersticiales. No es

¹⁰ Normas para el proyecto de presas

necesario tener en cuenta en algunos casos el empuje del hielo ni el de las olas, ni los efectos de las variaciones temperatura.

La estabilidad de la presa y sus tensiones internas máximas, se determinará en situaciones distintas: normales y accidentales.

A) Las situaciones normales son:

A1) Embalse vacío: se considerará la combinación de las solicitaciones del peso propio y de las variaciones de temperatura.

A2) Embalse lleno: se considerará la combinación de las solicitaciones del peso propio, empuje hidrostático, presión intersticial, empuje de los aterramientos, empuje del hielo o de las olas producidas por el viento y variaciones de temperatura. El empuje hidrostático y la presión intersticial serán los que correspondan al máximo nivel normal de embalse.

B) Las situaciones accidentales son:

B1) La originada por sacudidas sísmicas, unida a las solicitaciones consideradas en la situación A1.

B2) Situación A2 suponiendo ineficaces los drenes.

B3) La originada por sacudidas sísmicas, unida a las solicitaciones consideradas en la situación A2. Se supondrá que las presiones intersticiales no son afectadas por tales sacudidas. Podrá prescindirse del empuje del hielo o de las olas producidas por el viento, en su caso.

B4) Situación A2 con la máxima sobre-elevación previsible en el nivel del embalse, incluyendo la acción del oleaje. Se supondrá que las presiones intersticiales no son afectadas por la sobre-elevación del embalse. Se prescindirá del empuje del hielo.

Se prescindirá de las solicitaciones no aplicables al tipo de presa considerado o a las condiciones particulares del caso.

El conocimiento de la distribución de la presión del agua intersticial en cualquiera de las hipótesis de carga es fundamental para los cálculos de estabilidad en este tipo de estructuras y merece el más cuidadoso estudio para la determinación de la red de filtración y, en el caso de desembalse rápido, de las variaciones de dichas presiones a causa del cambio en el estado de tensiones totales en la presa.

En las zonas de sismicidad baja, no se tendrá en cuenta, en general, el efecto sísmico, excepto en puntos próximos a la zona de sismicidad media y si concurriesen circunstancias especiales de peligro, en las cuales se tomará una aceleración exclusivamente horizontal, para la que se elegirá un valor que puede llegar al 5 por 100 de la gravedad.

En las zonas de sismicidad media se tomará una aceleración horizontal comprendida entre el 5 y el 10 por 100 de la gravedad, según su menor o mayor proximidad a las zonas de sismicidad alta y otras circunstancias geológicas o de especial peligro que concurran en la obra.

En las zonas de sismicidad alta, los efectos de los posibles acciones sísmicas se tendrán en cuenta como una aceleración exclusivamente horizontal, que como mínimo será igual al 10 por 100 de la gravedad.

Es recomendable que, en las zonas de sismicidad alta, el Ingeniero autor del proyecto, asistido, si lo cree necesario, por expertos en la materia, haga un estudio simológico y tectónico que justifique las acciones de los sismos previsibles. También deberán preverse los posibles movimientos del terreno en el vaso, cerrada y zonas que afecten a la presa.

5.2.7 Condiciones más desfavorables para el análisis.- La estabilidad de los taludes de la presa deberá comprobarse para las condiciones más desfavorables siguientes, cada uno de ellos sin acción sísmica en todo caso, y con acción sísmica en los casos en que ésta haya de ser tenida en cuenta.

Las condiciones a comprobar son:

1. Durante distintas fases de la construcción.
2. Durante Funcionamiento (Embalse lleno).
3. Durante un vaciamiento o desembalse rápido.
4. *Carga sísmica adicional a 1, 2 y 3, si es apropiada en el sitio.*

Para el caso 1, hay que comprobar la estabilidad de ambos taludes. En los casos de presa de escollera y presa de tierra con núcleo delgado y espaldones muy permeables, se puede omitir esta comprobación para el talud de aguas abajo, salvo que la naturaleza arcillosa del cimiento lo haga necesario.

Para el caso 2, la condición estable, que se produce con la máxima saturación del terraplén, es la condición más crítica de las que se presentan después de la construcción para la estabilidad del talud aguas abajo, por tanto basta comprobar la estabilidad del talud de aguas abajo. Para el cálculo de la presión hidrostática se tomará el nivel máximo de embalse en crecida, pero para el de las presiones intersticiales bastará el máximo nivel normal, si se estima que la duración de las avenidas no es suficiente para establecer un régimen permanente de filtración.

Para el caso 3, la condición más crítica de operación por lo que toca a la estabilidad del talud aguas arriba es el rápido desembalse que sigue a un largo periodo de alto nivel en el vaso, ya que permanecen presiones apreciables en el después del desembalse, por tanto bastará comprobar la estabilidad del talud de aguas arriba. Hay que hacer notar que el caso más desfavorable no siempre corresponde al desembalse rápido total y es preciso, por tanto, tantear la estabilidad con diversos niveles de desembalse. Si una presa determinada va estar sujeta a rápidos desembalses después de largos almacenamientos, debe tomarse precauciones especiales en el proyecto. El talud de agua arriba de un terraplén con una zona grande de material permeable, generalmente no presenta condiciones críticas con los rápidos desembalses. El descenso rápido del nivel puede requerir un talud más tendido en un terraplén homogéneo que el que necesitaría por estabilidad.

Los parámetros de diseño que deben emplearse en el análisis de estabilidad pueden resumirse de la siguiente manera:

- *Durante y al final de la construcción.* Los rellenos térreos se compactan en un estado parcialmente saturado, es decir, los valores iniciales de u_w son negativos. Si se esperan valores altos de r_u , el exceso de presión de agua en los poros puede aliviarse mediante capas horizontales de drenaje.
- *Infiltración de estado permanente, embalse lleno.* Siempre debe emplearse el análisis del esfuerzo efectivo. Valores de r_u mayores a 0.45 pueden ocurrir en presas de arcilla homogénea; capas efectivas de drenaje interno pueden reducir los valores r_u a 0.20 o menos.
- *Desembalse rápido.* Valores de r_u en el intervalo 0.30-0.40 pueden ocurrir inmediatamente después del desembalse inicial. Los valores reales de u_w pueden estimarse a partir de la red de flujo dibujada para posiciones intermedias de la superficie del nivel freático de desembalse.

5.2.8 Valores recomendados de fs mínimos.¹¹ El mínimo factor de seguridad permitido depende de:

- El grado de confianza en la medida de nuestros datos como c , ϕ , u , etc.
- El costo de elevar o reducir la pendiente para hacerla más estable.
- El costo y las consecuencias de una falla de talud.
- Si el talud es temporal o permanente.

El mínimo factor de seguridad permitido de acuerdo al costo y a las consecuencias de una falla del talud y a la incertidumbre de las mediciones se presenta a continuación en la tabla siguiente:

¹¹ *Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior. Bureau of reclamation*

Costos y consecuencias de una falla de talud	Incertidumbre de las mediciones	
	Pequeña (1)	Grande (2)
Costo de reparación comparable al de construcción. No hay peligro de vidas humanas o de inversiones.	1,25	1,5
Costo de reparación mucho mayor que el de construcción. Peligro de vidas humanas e inversiones.	1,5	2

(1) suelos uniformes

(2) suelos complejos no hay patrones.

Tabla 5.3. Factores mínimos de seguridad.
(Fuente: Diseño de presas pequeñas. Bureau of reclamation.)

Según las condiciones más desfavorables de análisis, siempre que la incertidumbre de las mediciones sea pequeña y no exista peligro de vidas humanas o de inversiones, se pueden adoptar los siguientes factores de seguridad mínimos:¹²

A) Presas de escollera con diafragma de hormigón o asfalto.

Condición	Sin efecto sísmico	Con efecto sísmico
Distintas fases de la construcción	1,3 (1)	1,2 (1)
Embalse lleno	1,4	1,4
Desembalse rápido	1,3 (2)	1,3 (2)

(1) Sólo el talud de aguas arriba, excepto si el cimiento es arcilloso.

(2) No se calcula, excepto si el cimiento es arcilloso o el elemento de impermeabilidad es un diafragma en su interior.

B) Presas de escollera con núcleo de tierra, presas heterogéneas de tierra y presas de relleno hidráulico.

¹² Normas para el proyecto de presas

Condición	Sin efecto sísmico	Con efecto sísmico
Distintas fases de la construcción	1,2 (1)	1,0
Embalse lleno	1,4	1,3
Desembalse rápido	1,3	1,0

C) Presas homogéneas de tierra.

Condición	Sin efecto sísmico	Con efecto sísmico
Distintas fases de la construcción	1,2	1,0
Embalse lleno	1,4	1,4
Desembalse rápido	1,3	1,1

Los coeficientes de seguridad a exigir varían en cada caso, en primer lugar según la gravedad del posible accidente. Se acepta además una reducción en el caso de considerar la acción sísmica, por la falta de probabilidad de coincidencia de este efecto con algunos estados transitorios de la presa, como son las distintas fases de la construcción y el desembalse rápido. La acción sísmica, por otra parte, es de acción tan rápida que en presas de escollera y en las de tierra heterogéneas que tengan espaldones más o menos granulares, produce sólo una deformación sin llegar al corrimiento de los taludes, pero esta deformación será muy peligrosa en el caso de diafragma y no lo será en el caso de núcleo de tierra. Por último, las presas heterogéneas son menos peligrosas en caso de agrietamiento que las homogéneas.

5.2.9 Normas para la comprobación de estabilidad de presas de materiales sueltos.-¹³

En el caso de presas homogéneas bastará tantear superficies cilíndricas circulares con diferentes radios y centros, pero en el caso de presas heterogéneas y en las de diafragma

¹³ Normas para el proyecto de presas

impermeable será preciso tantear superficies mixtas, con secciones de curvatura variable e incluso zonas planas.

En el caso de presas de escollera, especialmente en las de núcleo delgado y en las presas con diafragma, no deben olvidarse las posibles superficies convexas de deslizamiento, en el caso de comprobación a embalse lleno.

La resistencia al esfuerzo cortante en cada punto se considerará, en general, igual a la definida por la ley de Coulomb en presiones efectivas, cuyos coeficientes se habrán determinado experimentalmente. Se considerará que las presiones efectivas son iguales a las totales menos la presión intersticial. Para la determinación de las presiones totales se tendrán en cuenta las fuerzas interiores en la cuña deslizante.

Se recomienda que en presas importantes o cuando se tanteen superficies de gran curvatura y se empleen métodos que descompongan la cuña deslizante en fajas, se tenga en cuenta la interacción entre las mismas.

5.3 ANÁLISIS DEL ESFUERZO: FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO, AGRIETAMIENTO Y ANÁLISIS SÍSMICO.¹⁴

5.3.1 Análisis del esfuerzo.- La aplicación de técnicas de modelación matemática sofisticadas a los análisis del esfuerzo en presas de relleno, está restringida debido a las dificultades ocasionadas por la variabilidad de los materiales de relleno y las complejidades de su comportamiento. Las técnicas de modelación bien establecidas en otras aplicaciones, por ejemplo el análisis de elementos finitos (EF), no son empleadas ampliamente sino en estudios de diseños muy específicos.

5.3.2 Fracturamiento hidráulico.

El análisis del esfuerzo interno se restringe a una evaluación del riesgo de fracturamiento hidráulico o agrietamiento interno como resultado de deformaciones diferenciales.

¹⁴ *Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición*

El fracturamiento hidráulico, con el riesgo consecuente de erosión interna y migración de finos, puede iniciarse si el esfuerzo total, σ_n , normal a cualquier plano dentro de la masa del suelo es menor que la presión local de agua en los poros u_w , permitiendo un esfuerzo de tensión limitado, σ_t , del suelo. La condición para que ocurra el fracturamiento es entonces $u_w > \sigma_n + \sigma_t$ en cualquier plano interno.

Dado que tal fracturamiento se inicia en un núcleo, los factores críticos a la integridad son: en primer lugar, si la fractura se propaga a través del núcleo y, en segundo, si las velocidades de infiltración son tales que se produce erosión creciente. El desarrollo de los procesos de erosión dependerá de si la fractura se repara a sí misma y/o la habilidad del material aguas abajo de ‘atrapar’ de inmediato los finos que migran desde el núcleo.

El fracturamiento transversal sobre un plano vertical ocurrirá si, ignorando σ_t , $u_w > \sigma_{ha}$, donde σ_{ha} es el esfuerzo total axial horizontal, es decir paralelo al eje de la presa.

El otro plano crítico es el plano horizontal transversal. El fracturamiento se desarrollará en esta última orientación si el esfuerzo total vertical, σ_v , es menor que u_w como resultado del arqueamiento del núcleo producto de la transferencia de carga a los espaldones. La movilización de la resistencia al corte del núcleo y el agrietamiento están asociados con la consolidación de un núcleo de arcilla soportado por espaldones granulares relativamente incompresibles. Suponiendo que la resistencia total al corte no drenado del núcleo se desarrolla en la transferencia de carga, se puede mostrar que el esfuerzo total nominal vertical σ_v a una profundidad z por debajo de la cresta en un núcleo de ancho $2a$, está dado por:

$$\sigma_v = z \left(\gamma - \frac{c_u}{a} \right) \quad (5.11)$$

El esfuerzo total horizontal correspondiente, σ_h , está dado por:

$$\sigma_h = K_0(\sigma_v - u_w) + u_w \quad (5.12)$$

donde K_0 es el coeficiente de la presión de tierra para una deformación unitaria lateral de cero (en reposo).

La mayoría de los casos registrados de fracturamiento hidráulico han ocurrido durante el primer llenado o poco después de él.

El riesgo de fracturamiento es moderado si se utiliza una zona de núcleo ancha y relativamente plástica con resistencia baja o inmediata al corte, y si el núcleo y el espaldón se separan por una zona de transición o un filtro. La evidencia sobre la influencia del contenido de agua del núcleo y otros factores es contradictoria.

5.3.3 Agrietamiento.- Agrietamientos distintos al que ocurre con el fracturamiento hidráulico en general se asocian con incompatibilidades en las deformaciones, es decir, en las interfaces dentro del relleno. Se pueden desarrollar modos de agrietamiento transversal o longitudinal en potencia nocivos por las siguientes causas:

1. Desplazamientos de corte en estribos, en rocas muy empinadas o alcantarillados mal terminados.
2. Deformaciones diferenciales y/o arqueamiento local en cimentaciones irregulares.
3. Pendientes verticales a lo largo del eje de la zanja del rastrillo.
4. Deformación progresiva del talud y alivio del esfuerzo.
5. Incompatibilidades de deformaciones en las interfaces dentro de la presa.

Se ha sugerido que el riesgo de agrietamiento interno severo debido al punto 5 sea de importancia cada vez mayor para rellenos térreos, si la razón entre el asentamiento máximo después de la construcción y $H \cot \beta$, donde H es la altura del relleno y β es el ángulo del talud, exceda en valores entre 0.003 y 0.005.¹⁵

¹⁵ *Justo, 1973*

El riesgo de que surjan tales modos de agrietamiento puede moderarse si se efectúa un cuidadoso y detallado diseño, es decir, evitando grandes irregularidades en las excavaciones de las cimentaciones, el uso de materiales más húmedos y más plásticos en el núcleo y la zonificación cuidadosa con transiciones amplias adyacentes al núcleo.

5.3.4 Análisis sísmico.- La sismicidad en el diseño de una presa de relleno está fuera del alcance de este capítulo. Debe realizarse el análisis de respuesta dinámica, que es el enfoque riguroso más utilizado en presas de relleno ubicadas en áreas de actividad sísmica significativas.

Los análisis sísmicos seudoestáticos, involucran una simplificación mayor. Se supone que los efectos dinámicos de las perturbaciones sísmicas pueden sustituirse por fuerzas estáticas derivadas de las aceleraciones pico supuestas, α , expresadas como una proporción de la aceleración debida a la gravedad, g . Al aplicarse a una presa de relleno, en su forma más simple el análisis seudoestático introduce una carga de inercia horizontal adicional. Su efecto es similar a efectuar los análisis convencionales de estabilidad utilizando una pendiente del relleno inclinado en un ángulo $\tan^{-1} \alpha$.

5.4 ASENTAMIENTO Y DEFORMACIÓN.¹⁶

5.4.1 Asentamiento.- En presas los asentamientos de consolidación primarias, δ_1 , que se desarrollan a medida que se disipa el exceso de presión de agua en los poros, pueden estimarse en función de m_v , el coeficiente de compresibilidad, la profundidad de suelo compresible y el promedio vertical de los incrementos de los esfuerzos efectivos, $\Delta\sigma'$. Los subíndices 'e' y 'f' en las ecuaciones siguientes hacen referencia al relleno y a la cimentación respectivamente:

¹⁶ Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición

$$\delta_1 = f_b m_v \Delta \sigma' \quad (5.13)$$

$$\delta_{1e} = m_{ve} \gamma H^2 / 2 \quad (5.14)$$

donde H es la altura del relleno, y:

$$\delta_{1f} = m_{vf} D_f \Delta \sigma'_f \quad (5.15)$$

donde D_f es la profundidad de la cimentación compresible. $\Delta \sigma'_f$ está dado por la relación:

$$\Delta \sigma_f = I \gamma_f z_e \quad (5.16)$$

donde I es un factor de influencia-determinado por la elasticidad de la cimentación y la relación profundidad: ancho. Curvas de I bajo el centro de un relleno simétrico se presentan en Mitchell (1983). Para geometrías de cimentaciones habituales de presas de relleno, $I = 0.90-0.99$.

La Precisión de las predicciones de los asentamientos se mejora subdividiendo el relleno y/o la cimentación en un número de capas, y luego analizando la sedimentación en cada una de ellas.

El asentamiento de consolidación secundaria δ_2 , puede estimarse a partir del coeficiente de consolidación secundaria, C_α , La ecuación general de δ_2 , aplicada al relleno y la cimentación a su vez, está dada por:

$$\delta_2 = C_\alpha z \log(t_2/t_1) \quad (5.17)$$

donde z es la altura H , o profundidad D_f según el caso, y los tiempos t_2 y t_1 están determinados con respecto a la finalización de la consolidación primaria.

Los valores de C_α en general están por debajo de 0.002 para rellenos de arcilla sobreconsolidada, etc., y alcanzan valores entre 0.005 y 0.5 en arcillas más blandas consolidadas con normalidad.

Las sedimentaciones de un relleno de tierra al finalizar la construcción para $H > 13$ m pueden aproximarse mediante la relación:

$$\delta_{fe} = 0.035(H - 13) \quad (5.18)$$

5.4.2 Deformación.- Las deformaciones internas que se generan son complejas y no se determinan con facilidad. La deformación transversal promedio en la base puede aproximarse si se supone que al finalizar el asentamiento de la cimentación, la base se deforma como un arco circular. Para asentamientos moderados el promedio positivo, es decir, de tensión de la deformación en la base ϵ_h , está entonces dado por:

$$\epsilon_h = -2 \frac{[(L'/2)^2 + (\delta_f)^2]^{1/2}}{L'} + 1 \quad (5.19)$$

donde L' es el ancho de la base del relleno.

La deformación media vertical correspondiente, ϵ_v , se expresa por:

$$\epsilon_v = \delta_e/H = m_{ve} \gamma H/2 \quad (5.20)$$

5.5 ÍNDICES DE DESEMPEÑO PARA NÚCLEOS DE RELLENOS TÉRREOS.-¹⁷

Las infiltraciones excesivas y posiblemente turbias pueden indicar el deterioro progresivo o el desempeño inadecuado de un núcleo de relleno térreo. Otros indicadores incluyen depresiones localizarlas en la cresta o en el paramento aguas arriba, el asentamiento general excesivo o una superficie freática alta en el espaldón aguas abajo.

¹⁷ Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición

Se han sugerido índices de desempeño empíricos para ciertos parámetros:

a. Índice de fracturamiento hidráulico, HF₁.

El índice de fracturamiento hidráulico es una medida de la susceptibilidad al fracturamiento y está dado por:

$$HF_1 = \frac{\sigma}{\gamma_w z_1} w \quad (5.21)$$

donde σ es el esfuerzo total y $\gamma_w z_1$ la cabeza en el embalse, determinada por un plano que cruza el núcleo. El esfuerzo horizontal total, σ_h , normal a un plano transversal vertical será crítico, y $HF_1 < 1$ indica riesgo de fracturamiento hidráulico (σ_h debe estimarse o determinarse por ensayos *in situ*)¹⁸.

b. Índice de asentamiento, S₁

El índice de asentamiento se define como:

$$S_1 = \frac{\Delta_s}{1000H \log t_2/t_1} \quad (5.22)$$

donde Δ_s es el asentamiento en milímetros en la cresta, que ocurre en un intervalo de tiempo entre t_1 y t_2 (años) después de la terminación de un relleno de altura H (metros). Se considera que un valor de $S_1 \leq 0.02$ representa un comportamiento aceptable de asentamiento a largo plazo en términos de la consolidación secundaria del relleno y/o la cimentación, o fluencia de un relleno granular (Charles, 1986).

c. Índice de infiltración, Q₁

Un índice de infiltración y fugas puede definirse como:

$$Q_1 = \frac{q}{1000AKi} \quad (5.23)$$

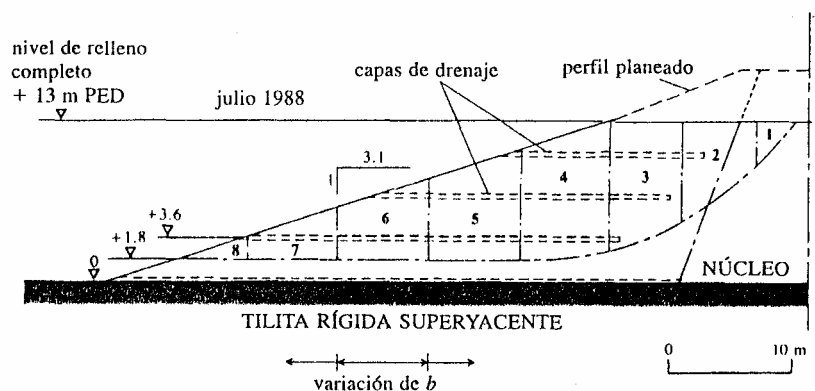
¹⁸ Charles y Watts, 1987

donde q en litros por segundo es el caudal a través del núcleo o elemento retenedor de agua y A es el área del elemento en metros cuadrados. El coeficiente k es la permeabilidad máxima aceptable en metros por segundo del núcleo e i el gradiente hidráulico promedio a través del núcleo. Se puede esperar un valor de $Q_1 < 1$ si todo el caudal es infiltración y no hay fugas por imperfecciones. Teniendo en cuenta los problemas asociados con la determinación de q y k , el valor de Q_1 se usa sobre todo como un índice de comparación a largo plazo.

5.6 EJEMPLOS.

Ejemplo 5.1

En la figura 2.15 se muestra la sección de una presa de relleno de arcilla compactada en una etapa intermedia de construcción, y se indica la superficie potencial de deslizamiento.



Información geotécnica

	Núcleo y espaldón de arcilla compactada
Peso específico, γ (kN m^{-3})	21
Cohesión, c' ($\text{kN } \mu\text{m}^{-2}$)	5
Ángulo de resistencia al corte ϕ' (grados)	30
Relación de presión de poros estimada, ru	Capas 1- 3 = 0.55 Capas 4- 8 = 0.45

Determinar el factor de seguridad, F , utilizando el análisis semi-riguroso de Bishop [ecuación (5.10): las dimensiones de la capa pueden estimarse a partir de la figura].

Información geotécnica

Nivel inicial del terreno (GWL) = - 2 m PED.

Nivel (m PED)	Presa		Cimentación	
	Núcleo De: +40 A: -6	Espaldón + 40 0	Arcilla A 0 -6	Arcilla B -6 -16
Peso específico, γ (kNm ⁻³)	20	21.5	20	20
Coefficiente de compresibilidad m_v (X10 ⁻⁴ m ² kN ⁻¹)	0.50	-	0.80	0.60
Módulo equivalente, E(X10 ⁴ kN m ⁻²)	-	2.0	-	-
Factores de influencia, I , para una distribución vertical de esfuerzos elásticos, estrato de profundidad media bajo la línea central			0.98	0.95

1. Determinar el nivel de construcción de la cresta requerido para asegurar que el borde libre nominal que se muestra no se reduce por el asentamiento de consolidación.
2. Estimar el asentamiento de consolidación que se desarrollará en cada uno de los puntos 1, 2 y 3 que se indican y determinar el asentamiento total del punto 4.

Soluciones:

1. Profundidad del núcleo = 40 + 6 = 46 m.

Para el núcleo $\Delta\sigma'_c$ promedio = 20 x 46/2 = 460 kN m⁻².

Por tanto:

$$\delta_{1e} = 0.5 \times 460 \times 46/10^4 = 1.06 \text{ m} \quad [\text{ecuación (5.14)}]$$

el asentamiento bajo el núcleo, arcilla B: a altura media,

$$\Delta\sigma'_B = 0.95 \times 20 \times 46 = 874 \text{ kN m}^{-2} \quad [\text{ecuación (5.16)}],$$

$$\delta_{1B} = 0.6 \times 874 \times 10 / 10^4 = 0.52 \text{ m} \quad [\text{ecuación (5.15)}];$$

de ahí que el nivel de la cresta nominal sea = 41.6 m PED.

2. *Punto 1:* $\Delta\sigma' = 21.5 \times 20 = 430 \text{ kN m}^{-2}$.

Por tanto, a altura media en la arcilla A,

$$\Delta\sigma'_A = 0.98 \times 430 = 421 \text{ kN m}^{-2} \quad [\text{ecuación (5.16)}],$$

$$\delta_{1A} = 0.8 \times 421 \times 6 / 10^4 = 0.20 \text{ m} \quad [\text{ecuación (5.15)}];$$

y en la arcilla B,

$$\Delta\sigma'_B = 0.95 \times 430 = 408.5 \text{ kN m}^{-2}$$

$$\delta_{1B} = 0.6 \times 408.5 \times 10 / 10^9 = 0.25 \text{ m}.$$

Por tanto, $\delta_{\text{total}} = 0.45 \text{ m}$ en el punto 1.

Punto 2: $\Delta\sigma' = 21.5 \times 40 = 860 \text{ kN m}^{-2}$.

Por consiguiente, $\delta_{\text{total}} = 0.90 \text{ m}$ en el punto 2.

Punto 3: $\Delta\sigma' = 20 \times 40 = 800 \text{ kN m}^{-2}$.

En consecuencia, $\Delta\sigma'$ en el rastrillo $= 0.98 \times 800 = 784 \text{ kN m}^{-2}$,

$$\delta_{1B} \text{ rastrillo} = 0.6 \times 784 / 10^4 = 0.24 \text{ m}$$

y $\Delta\sigma'_B = 0.95 \times 800 = 760 \text{ kN m}^{-2}$. (Un rastrillo con profundidad de seis metros equilibra seis metros de excavación de arcilla A). Entonces,

$$\delta_B = 0.6 \times 760 \times 10 / 10^4 = 0.46 \text{ m}.$$

Por consiguiente, $\delta_{\text{total}} = 0.68 \text{ m}$ en el punto 3.

Punto 4: $\delta_{\text{total}} = \text{asentamiento del enrocado} + \delta_{(\text{punto 1})}$

$$\sigma_v \text{ medio} = 21.5 \times 20 / 2 = 215 \text{ kN m}^{-2}$$

Por tanto,

$$\varepsilon_v = \sigma_v / E_r = 215 / 20 \times 10^4 = 1.075\% = 0.22 \text{ m}$$

así que

$$\delta_{\text{total}} = 0.45 + 0.22 = 0.67 \text{ m en el punto 4}.$$

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- ▣ FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTÉCNICA
M. Braja Dass
Editorial Thomson Learning
- ▣ MECÁNICA DE SUELOS III
Suárez Badillo
- ▣ DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS
United States Departament of the Interior. Stewart L. Udall Secretary
Bureau of reclamation. Floy E. Dominy, Commissione.
- ▣ TEXTO DOCENTE
Ing. Roberto Méndez
- ▣ ESTRUCTURAS HIDRAULICAS
P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri
Editorial MC Graw Gill- Segunda Edición
- ▣ NORMAS PARA EL PROYECTO DE PRESAS
- ▣ ESTABILIDAD DE LAS MASAS DE TIERRA. Construyaprende.com.
Jassit Neftali Alvarado Rodriguez
- ▣ <http://www.construyaprende.com/Tesis3>
- ▣ <http://www.geostru.com>

CAPÍTULO 6

PROTECCIÓN DE PRESAS DE TIERRA

6.1 CRITERIOS GENERALES DE PROTECCIÓN Y MANTENIMIENTO.

6.1.1 Criterios generales de protección.- ¹Conocida la avenida máxima, se deberá definir, con criterio de actuación coordinada, los medios de evacuación o laminación convenientes, como son los desagües controlados por compuertas: de fondo, intermedios o de superficies; los desagües de sección acotada pero sin compuerta; los aliviaderos de lámina libre y el resguardo del embalse. Se exceptúa el caudal evacuado por la central de pie de presa, si existiera, y por las diversas tomas de agua con fines industriales o de regadío, salvo casos muy especiales que se justificarán debidamente.

En todo caso, deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- La suma de los caudales que puedan ser evacuados por todos los dispositivos sujetos a control, con el embalse a su máximo nivel normal, no será nunca superior al caudal de la avenida normal.
- La altura de la presa asegurará un resguardo que permita la laminación del caudal de la avenida máxima, y su evacuación con los desagües de que se disponga.

Todos los dispositivos de desagüe se proyectarán con la condición de no dar lugar a erosiones, ni en el cauce ni en las laderas, que pudieran poner en peligro la estabilidad de la presa.

¹ Desing of small dams -A water resources technical publication

La corona se debe cubrir con algún tipo de protección contra los daños por las salpicaduras, rociones de las olas, los escurrimientos de las lluvias, el viento, desgaste y destrucción por el tránsito, cuando la cresta se usa como camino. El tratamiento usual consiste en colocar una capa de roca fina seleccionada o de material gravoso con un espesor mínimo de 4 plg. En el caso de que la cresta sea un tramo de camino el ancho de la corona y la clase de pavimento debe ajustarse a la carretera que conecta. El drenaje superficial de la corona se obtiene dándole un bombeo hacia el talud de aguas arriba. Se prefiere este último método a menos de que el talud de aguas abajo este protegido contra la erosión con un revestimiento tan resistente como el se obtiene en el talud de aguas arriba. Si la corona de la presa va a servir de camino se construyen parapetos del tipo de cable o vigas a lo largo de los acontecimientos de la corona. Si no se considera que se vaya a utilizar como camino, señalar la corona con postes a intervalos de 25 pies o con piedras colocadas a intervalos largos de la corona.

6.1.2 Mantenimiento e instrucciones de operación.-² Se deben formular instrucciones escritas para el mantenimiento y operación de las estructuras y del equipo como parte del proyecto. En estas instrucciones se deben establecer la frecuencia y describir la extensión y naturaleza de las inspecciones.

Deberá formularse instrucciones para las reparaciones de rutina del equipo mecánico cuando se instala compuertas y válvulas y se deben acompañar las instrucciones que entrega el fabricante

En las instrucciones deberán estar incluidas discusiones detalladas sobre la operación correcta de las compuertas y válvulas desde el punto de vista mecánico como de funcionamiento. Si un vertedor de demasías se controla por medio de compuertas de

² Desing of small dams- Water resources technical publication

operación manual, se deben dar instrucciones específicas con respecto a la operación de las compuertas durante la entrada de las avenidas en el vaso.

En presas de tierra se hará la conservación de rutina de los taludes del terraplén y de las coronas de los terraplenes de tierra, cualquier condición anormal que presentase la presa de tierra deberá notificarse al igual que su mantenimiento. El terraplén, las laderas y las porciones visibles de la cimentación adyacentes a un terraplén de tierra deben inspeccionarse a intervalos regulares para comprobar que no se ha presentado condiciones desfavorables.

Durante el llenado rápido del vaso, el talud de aguas abajo del terraplén y la cimentación del terraplén deben inspeccionarse cuidadosamente buscando indicaciones de grietas, deslizamientos, asentamientos, defectos en la protección de taludes, filtraciones, o zonas lodosas producidas por las filtraciones del vaso. El talud mojado del terraplén también debe inspeccionarse, después de los vientos sostenidos de alta velocidad y cuando se hace descender el nivel de agua en el vaso, para descubrir grietas, derrumbes, asentamientos, o daños en la protección del talud.

Durante los periodos en que se mantiene por largo tiempo el nivel de agua elevado en el vaso deben hacerse inspecciones mensuales del terraplén poniendo atención a la corona de la presa, a las porciones visibles de la protección del talud mojado, al talud seco y a las áreas aguas abajo de la presa, para comprobar que no se han producido fenómenos anormales.

En presas de almacenamiento su operación rara vez requerirá una atención continua.

<p>El operador deberá tener a su disposición un juego de pequeñas herramientas, sacos de arena y algún otro equipo de mantenimiento y de emergencia.</p>
--

El nivel del vaso puede ser modificado a intervalos regulares para evitar la propagación de mosquitos palúdicos o contagiosos y para evitar las algas y otras

vegetaciones acuáticas. El nivel de embalse en las presas de almacenamiento se hace descender al recibir aviso de tormentas para dejar espacio al agua de las avenidas.

El estímulo y protección de la vegetación ayuda a retardar la erosión en los taludes del vaso en los bancos de préstamo usados en construcción y en los taludes de los terraplenes de tierra que no tienen otra protección es uno de los trabajos de mantenimiento.

La cubierta vegetal es un factor esencial de protección contra la erosión, así como para el embellecimiento de la estructura y puede tener una influencia importante en el costo de las reparaciones.

No se deberá usar sustancias químicas para la eliminación de algas en los vasos sin antes consultar a expertos.

6.2 ELEMENTOS Y SECCIONES ESPECIALES.

6.2.1 Elementos principales de una presa de tierra.³

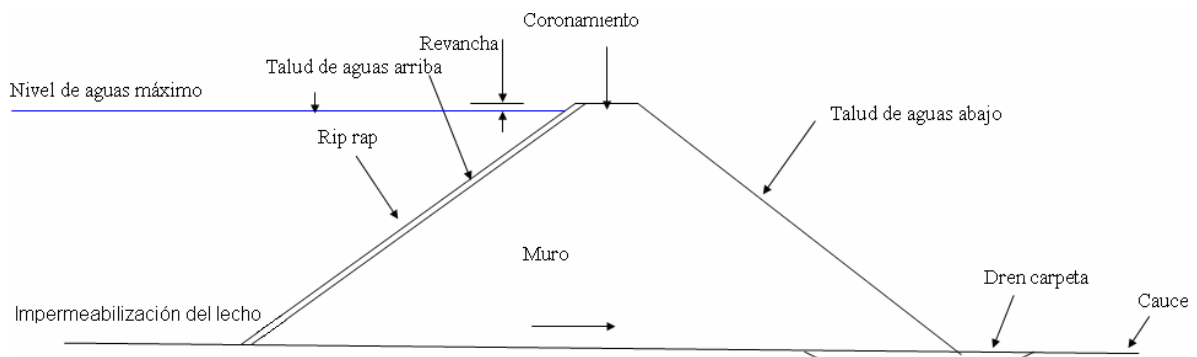


Fig. 6.1: Elementos principales de una presa de tierra

((Fuente: Texto docente))

Talud de aguas arriba: Desde 4:1 hasta 2,5:1 (H: V) en función del material del muro, su altura y del sismo.

³ Texto Referencial Materia Obras Hidráulicas II

Talud de aguas abajo: Desde 3:1 hasta 1,5:1 (H: V) en función del material del muro y su altura, y del sismo de diseño.

Ancho del coronamiento: Mínimo 3 m (a mayor ancho mejor comportamiento sísmico).

Material del muro: Idealmente impermeable, poco compresible, con buena resistencia al corte y buena trabajabilidad.

En función de la disponibilidad en el lugar y el volumen a construir, las soluciones variarán desde muros homogéneos (un solo material) hasta muros zonificados constituidos por dos o más materiales diferentes.

Impermeabilización del lecho: Las soluciones variarán en función del tipo de material constitutivo y la profundidad necesaria de impermeabilización como se muestra en la figura 6.1.

La gran variedad de tipos de suelos y rocas existentes en la naturaleza, la cantidad de material disponible para la construcción, las condiciones de los yacimientos o canteras, las condiciones meteorológicas y sismológicas y la diversidad de los contornos, cerrada y valle, del emplazamiento, tienen como consecuencia una amplísima gama de morfologías y dimensiones para la sección tipo de la presa. Las diferentes secciones se pueden clasificar de la siguiente forma: ⁴

6.2.2 Presas de tierra homogénea.- Como el material es uniforme, ha de ser de baja permeabilidad: arcillas o limos, o mezcla de arenas o gravas con alta proporción de finos. En consecuencia los taludes son bastante tendidos según el material.

Las presas homogéneas, son aquellas que presentan toda o casi toda su sección transversal un mismo material. Para controlar la salida de la filtración de agua a su vez, se han utilizado diferentes tipos de drenes permeables:

- Un repié aguas abajo (figura 6.1 a)
- Un tapiz horizontal (figura 6.2 b)

⁴ Geotecnia y Cimientos III - José Antonio Jiménez Salas

- Una chimenea vertical o inclinada alcanzando o no a la coronación (figura 6.3 c), conectadas con un tapiz horizontal en la base en este ultimo tipo, solo una parte de la sección hace de núcleo. En la actualidad y siempre que el material sea suficiente poco permeable, existe la tendencia de aproximar el filtro al paramento aguas arriba.
- En el caso de que la presión de agua intersticial durante la construcción exigiese unos taludes más tendidos que los requeridos por la estabilidad final de la obra, es frecuente proyectar unos filtros horizontales cada cierta altura, de material drenante, que limite la magnitud de aquellas presiones, dejando exenta una parte en el centro que hace la función de núcleo. Los drenes de aguas abajo quedan unidos usualmente por un dren chimenea (figura 6.2 d).

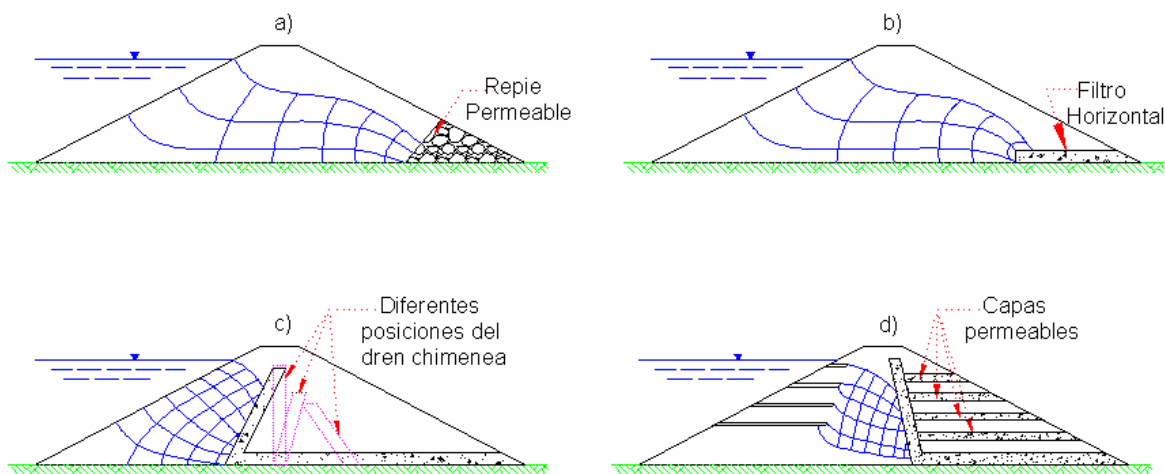


Fig. 6.2: Morfología esquematizada de presas de tierra homogéneas

(Fuente: Geotecnia y cimientos III; José Antonio Jiménez Salas)

6.2.3 Presas zoneadas con núcleo de tierra.-⁵ Pueden considerarse así aquellas presas construidas con dos o más tipos de suelo, en las que la zona de menor permeabilidad ejerce las funciones de elemento estanqueizador o núcleo. La anchura de éste y su posición dentro de la sección, respecto al resto de los materiales o espaldones, es muy diverso. Pueden ser:

- De núcleo central vertical o sub-vertical (figura 6.2 a)

⁵ Geotecnia y Cimientos III - José Antonio Jiménez Salas

- Intermedio (figura 6.2 b)
- O exterior (figura 6.2 c) constituyendo el paramento de aguas arriba y sus zonas próximas.

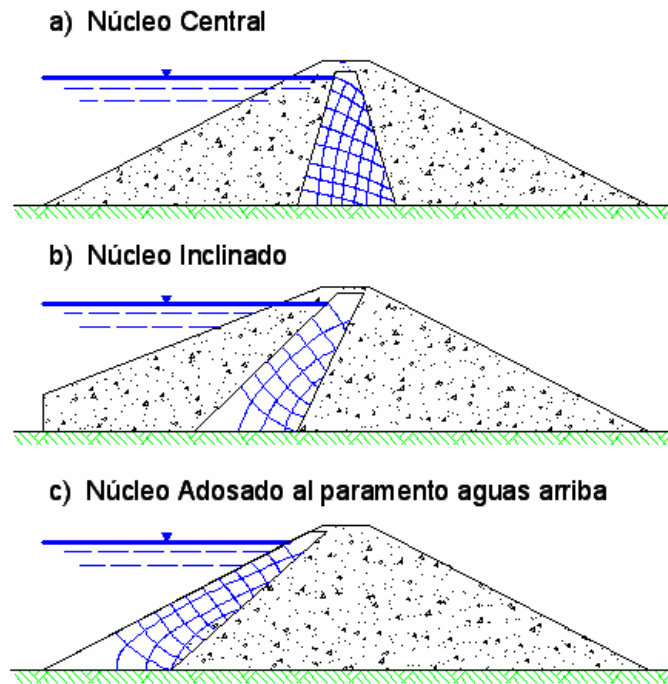


Fig. 6.3: Morfología esquematizada de presas de tierra zonadas
(Fuente: Geotecnia y cimientos III; José Antonio Jiménez Salas)

Si el núcleo no es lo suficientemente impermeable, una parte del mismo puede ser tratada, para mejorar aquella propiedad. Mezclas del suelo con bentonita o con arcillas más plásticas son soluciones habituales, aunque costosas.

6.2.4 Presas de pantalla.- ⁶Comprende aquellas presas en las que el elemento estanqueizador es una pantalla relativamente delgada o lámina no térrea.

- Puede ser interior vertical, inclinada o quebrada (figura 6.3 a)
- O exterior, constituyendo la piel del paramento de aguas arriba (figura 6.3 b).

⁶ Geotecnia y Cimientos III - José Antonio Jiménez Salas

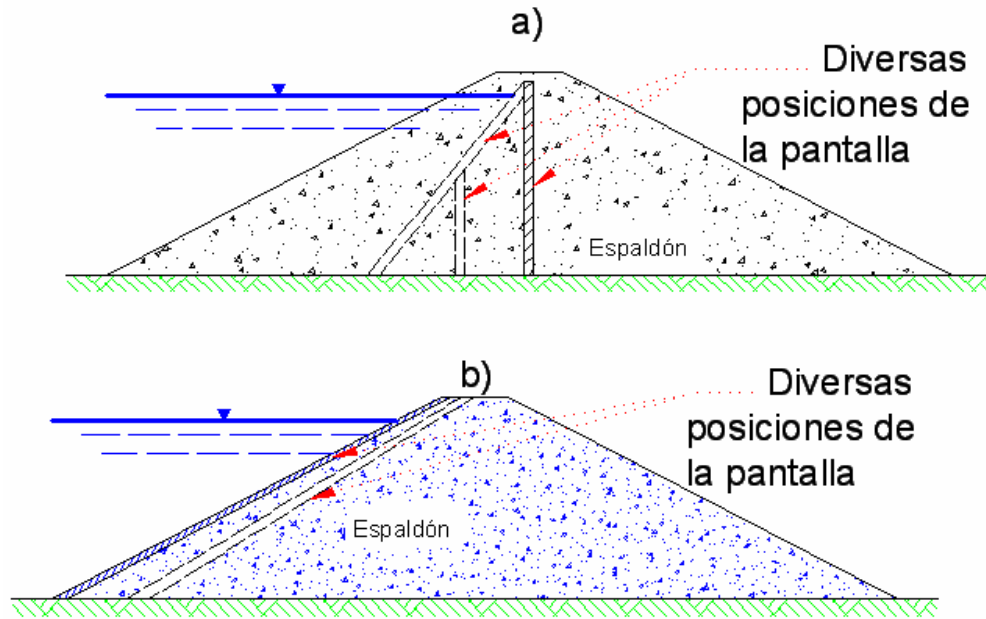


Fig. 6.4: Morfología esquematizada de presas con pantallas
(Fuente: Geotecnia y cimientos III; José Antonio Jiménez Salas)

6.2.5 Otros elementos secciones especiales.- Entre los elementos y secciones especiales se pueden nombrar algunos pequeños elementos que se usan en presas:

- **Drenes de talón,**⁷ se instalan a lo largo de los talones de aguas abajo de las presas en combinación con colchones horizontales de drenaje. Estos drenes tienen el objeto de coleccionar las filtraciones que descargan del colchón de drenaje horizontal y conducirlos a un tubo de descarga exterior que las lleva al tanque amortiguador del vertedero de demasías.
- **Zanjas de drenaje,** la profundidad mínima de las zanjas es normalmente, de aproximadamente 4 pies, la profundidad máxima es la necesaria para mantener una pendiente razonable uniforme, aun si la superficie presenta ondulaciones. La anchura del fondo de zanja es de 2 a 3 pies, según el tamaño del tubo de drenaje. Estas zanjas son medios efectivos para disminuir las subpresiones en los estratos permeables inferiores.

⁷ Desing of small dams -A water resources technical publication

- **Tubos de drenaje,** Los tubos de drenaje se colocan en zanjas a suficiente profundidad debajo de la superficie del terreno, en la que intercepten las filtraciones. El tubo de drenaje debe estar rodeado de material de filtro para evitar que se tapen los drenes.

6.2.6 Protección de taludes.- Tenemos la protección del talud aguas arriba como la protección del talud aguas abajo.

- *Talud aguas arriba,* la protección del talud aguas arriba contra los efectos erosivos del oleaje es importante en las presas de tierra, en las presas de corrección torrencial este aspecto pierde importancia por las siguientes razones:

- Las presas están situadas generalmente en zonas montañosas o de cerros y colinas, incidencia indirecta del viento (no produce oleaje).
- Las alturas de estas presas son modestas y se encuentran sobre ríos de pendientes fuertes (superficies de los embalses pequeñas expuestas al viento).
- Los embalses están generalmente vacíos (imposible generación de oleaje).
- En estas presas los periodos son breves para la colmatación de sedimentos (posibles daños en talud aguas arriba serán reparados por la sedimentación).

Hace años para la protección del talud aguas arriba se empleaban mamposterías o piedras, pero su trabazón, que aparentemente es una ventaja, hace que al moverse algún elemento arrastre a los de un cierto entorno. Por eso sobre todo, y aún más que por lo antieconómico que hoy resulta una obra manual, prefiere la piedra gruesa echada con volquete, que ha demostrado comportarse bien; las piedras se mueven con el oleaje, pero sin desplazarse y sobre todo sin arrastrar a otras.⁸

Bajo la capa protectora de piedra gruesa hay que colocar un filtro, no crítico, que sirve de transición entre la piedra y el material de espaldón. Cuando el oleaje erosiona la protección de piedra, puede quedar al descubierto el filtro, que es fácilmente erosionable.

⁸ Tratado básico de presas – Eugenio Vallarino

Sin embargo, este riesgo es solo accidental y reparable, pues la zona más batida por las olas es la superior y, por lo tanto, relativamente localizada y accesible con un descenso parcial del embalse.

La piedra gruesa, además, es la más apropiada como rompeolas. Otros dispositivos más artificiales suelen ser menos eficaces: Por ejemplo, los escalones con losas de hormigón.

- *Talud aguas abajo*, el talud de aguas abajo de la presa puede ser protegido de los efectos erosivos de la lluvia, la desecación, el agrietamiento superficial y el viento (y eventualmente el hielo), mediante la colocación de una capa de grava. Este talud puede también ser protegido mediante la siembra de hierba, que da una buena protección frente a la lluvia y proporciona una grata apariencia. Hay que proteger especialmente las líneas de contacto de la presa con las laderas, pues son vía natural de concentración de las aguas de lluvia. Se suelen hacer cunetas amplias con piedra u hormigón. Conviene poner una cuneta para recoger el agua y llevarla a una recogida general, pero debe hacerse con hormigón, pues si no, la concentración de agua en ella puede dar efectos contraproducentes a la estabilidad del talud.

6.2.7 Borde libre.- ⁹Desde el máximo nivel normal del embalse hasta la coronación de la presa hay que dejar un margen o resguardo para prever las sobreelevaciones extraordinarias por crecidas (máximo nivel en crecidas)¹⁰, más el oleaje, y todavía un margen de seguridad.

El resguardo es obligado en todas las presas, pero en las de materiales sueltos ha de ser considerablemente más amplio que en las de hormigón, por su vulnerabilidad a la destrucción por vertido sobre ellas.

El resguardo a partir del máximo nivel normal (MNN) se determina sumando las siguientes alturas:

- La sobre elevación producida por la crecida máxima.

⁹ Tratado básico de presas – Eugenio Vallarino

¹⁰ Máximo nivel en crecidas: nivel de agua que se considera peligroso y en el cual deberían iniciarse las advertencias

- La altura máxima de ola multiplicada por 1.5.
- Una altura suplementaria para prever posibles asientos en las presas de materiales sueltos sometidas a sismos.
- Un margen de seguridad prudencial.

6.2.8 Rip- Rap (Enrocado).- ¹¹ Es una capa o superficie de roca, lanzada o colocada manualmente para prevenir la erosión, socavación o desgaste de una estructura o terraplén. Otros materiales como la roca son descritos como Rip- Rap; por ejemplo, roca fragmentada o escombros de edificios, pedazos de concreto, y formas prefabricadas de concreto. Estos materiales similares a la roca pueden ser lanzados o colocados manualmente en un terraplén para formar un revestimiento flexible. La flexibilidad de la masa del enrocado se debe a partículas individuales que actúan independientemente de dicha masa.

Para propósitos descriptivos el enrocado se subdivide por el método de colocado en: lanzado, manual y en placas.

- El enrocado lanzado, son piedras gradadas colocadas en un talud preparado de tal manera que no de lugar a la segregación. El colocado de este enrocado debe ser realizado por maquinaria pesada. Las piedras lanzadas de las volquetas hacia los taludes causan segregación de la roca por su tamaño, reduciendo su estabilidad. La efectividad del enrocado lanzado ha sido bien establecida cuando este es propiamente instalado.
- El enrocado colocado manualmente, son piedras puestas cuidadosamente a mano por grúas que siguen un patrón definido; los espacios entre las piedras grandes son rellenos con piedras pequeñas quedando una superficie relativamente uniforme. La necesidad de trabar piedras manualmente, requiere, que la piedra sea relativamente uniforme en tamaño y forma (cuadrada o rectangular)
- El enrocado colocado en placas, es similar en apariencia y comportamiento al rip – rap colocado manualmente, pero diferente en el método del colocado. Este tipo de revestimiento es colocado en la margen con un salto y luego es comprimido en el lugar usando una placa de acero, formando de esta manera una superficie regular

¹¹ Obras Hidráulicas Menores –Texto Guía Obras Hidráulicas I

bien organizada. La experiencia indica que durante la operación de compresión, las piedras grandes son fracturadas, produciendo rocas de menor tamaño para rellenar los espacios en la capa del revestimiento.

6.3 PLANIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN.

Las investigaciones y los estudios de planificación de la construcción que se efectúan para presas deben considerarse en relación a la función que desempeñan, para obtener los fines que se persiguen en el proyecto en conjunto. Los objetivos del proyecto, los propósitos y su magnitud, determinan lo que debe planificarse para la construcción.

En muchos casos, el proyecto tendrá un objeto doble o múltiple. Por esta razón, la planificación puede abarcar un gran número de materias.

Las presas requieren ciertas estructuras e instalaciones complementarias para realizar sus funciones operacionales en forma segura y efectiva las cuales deben tenerse en cuenta durante la planificación de la construcción. Debe tenerse en cuenta el paso seguro de las crecientes extremas, el vaciado controlado y la descarga de agua en cumplimiento de los propósitos del embalse.

Los vertederos y las obras complementarias son obras esenciales, otras instalaciones complementarias se incorporan cuando sean necesarios para el propósito de la presa y de acuerdo con su tipo.

6.3.1 Vertederos.-¹² El propósito de un vertedero es pasar el agua de las inundaciones de una manera segura aguas abajo cuando el embalse está lleno.

¹² Estructuras Hidraulicas P. Novack, A. Ib. Moffat, C. Nalluri

Tiene dos componentes principales: el vertedero de control y el canal del vertedero, cuyo propósito es conducir los caudales de inundación de una manera segura aguas abajo de la presa. Puede incorporar un cuenco amortiguador o cualquier otra estructura de disipación de energía.

La capacidad del vertedero debe acomodar la inundación máxima de diseño, el nivel del vertedero estará determinado por el máximo nivel de retención de la presa.

Los vertederos son libres, funcionan automáticamente cuando el agua se eleva por encima del nivel normal de agua, puede controlarse mediante compuertas.

En algunos casos se proporciona una capacidad adicional del vertedero de emergencia mediante un tapón fusible es decir, una orilla erosionable subsidiaria diseñada para ser arrastrada por el agua cuando se alcance un nivel de inundación extremo predeterminado.

Se puede prever alternativas de emergencia, consistente en compuertas giratorias diseñadas para ser volteadas por la presión hidrostática en condiciones de crecientes extremas.

6.3.2 Obras de desagüe.- Las estructuras de desagüe controlado se requieren para permitir la evacuación del agua cuando operacionalmente sea necesario. Se debe tener en cuenta la necesidad de acomodar todas las obras de tubería y la tubería forzada con sus válvulas y con sus compuertas de regulación asociadas.

Estos dispositivos pueden acomodarse dentro de una presa de concreto, para presas de relleno es un practica normal proveer una estructura de control externa o torre de válvulas, que puedan estar bastante separadas de la presa, para controlar la entrada a un túnel de desagüe o una alcantarilla.

En las presas una descarga de fondo proporciona una medida adicional de control, cuando sea posible permitirá el vaciado del embalse. Una descarga de fondo debe tener una capacidad tan alta como sea factible.

A veces es necesario utilizar válvulas especiales de desagüe y/o estructuras para evitar posibles daños al lecho de la corriente y a las orillas aguas abajo de la presa.

6.3.3 Desviación de ríos.-¹³ Esta medida es necesaria para permitir que la construcción se ejecute en condiciones secas. El túnel de desagüe puede adaptarse temporalmente para dicho propósito durante la construcción y después emplearse como una estructura de descarga cuando la presa este completa. Si no existe tal túnel de capacidad adecuada se tomara medidas alternativas adicionales como la construcción de ataguías temporales aguas arriba o aguas abajo.

6.3.4 Rastrillos.- Las infiltraciones por debajo y por los costados de una presa deben controlarse. Esto se puede lograr mediante la construcción de un rastrillo o trinchera por debajo de la estructura, el cual puede ser continuado si es necesario en cualquiera de los costados.

Los rastrillos en las presas de relleno se forman con dentellones anchos, rellenos con arcilla compactada. Los rastrillos con pantallas de inyección se forman usualmente en la cimentación de roca bajo presas de concreto.

6.3.5 Drenaje interno.- En el interior de cualquier presa ocurre infiltraciones. Estos flujos y las presiones internas que provocan deben controlarse y dirigirse.

¹³ Estructuras Hidraulicas P. Novack, A. Ib. Moffat, C. Nalluri

Los sistemas de drenaje interno son un aspecto esencial de todas las presas modernas. En presas de relleno el drenaje se efectúa mediante zonas permeables localizables apropiadamente, las cuales conducen a tapices de drenaje horizontal o desagües.

6.3.6 Galerías internas y pozos.- Funcionan como drenajes longitudinales para efectuar el control local de infiltración, las galerías y los pozos se utilizan como medios para permitir la inspección interna, esto en presas de concreto. Las galerías, pozos y cámaras asociadas para colocar las válvulas o compuertas de descarga también pueden utilizarse para acomodar instrumentación con propósito de monitoreo estructural y de vigilancia.

6.4 MANTENIMIENTO POSTERIOR.

Deben hacerse inspecciones periódicas y pruebas de operación del equipo de la presa por un ingeniero o mecánico familiarizado con la finalidad del equipo instalado.

Las compuertas de entrada y de salida y las válvulas deben probarse con regularidad para darse cuenta si trabajan normalmente. Todas las compuertas y válvulas deben operarse cuando menos anualmente, par determinar si están en buenas condiciones de operación.

El equipo mecánico debe lubricarse y repararse de acuerdo con las instrucciones del fabricante. Deben limpiarse las basuras de las rejillas y los sedimentos acumulados, las partes metálicas deben pintarse para evitar que se oxiden.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- **DESING OF SMALL DAMS**
A Water Resources Technical Publicación
- **GEOTECNIA Y CIMIENTOS III**
Segunda parte
Edición coordinada y dirigida por José Antonio Jiménez Salas
- **ESTRUCTURAS HIDRAULICAS**
P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri
Editorial MC Graw Gill- Segunda Edición
- **TRATADO BÁSICO DE PRESAS**
Profesor de ingenieros Eugenio Vallarino
Colegio de ingenieros de caminos canales y puertos
- **IRRIGACIÓN DESIGN STANDARDS**
Design criteria volume Head Works
Kp-02
- <http://www.miliarium.com/paginas/Normas/Instrucciones/IGP-CII.asp>

CAPÍTULO 7

GEOSINTÉTICOS EN PRESAS DE RELLENO.

7.1 GENERALIDADES.- Los geosintéticos son una solución comprobada para una variedad de retos en ingeniería civil y ambiental. Estos son usados para mejorar el rendimiento y reducir los costos de casi todas las estructuras de ingeniería civil, incluyendo drenajes subterráneos, carreteras, vías férreas, terraplenes y rellenos sanitarios. Estos permiten el avance de la construcción bajo condiciones de terrenos difíciles, los cuales de otra manera harían que el trabajo fuera imposible.

Los geosintéticos tienen un potencial considerable en la ingeniería de presas dado que pueden solucionar los aspectos de durabilidad en aplicaciones específicas. Se han empleado diversos tipos de geosintéticos en un gran número de aplicaciones diferentes, tanto en construcciones nuevas como en proyectos de rehabilitación. Su uso en presas, que comenzó alrededor de 1970, se ha propagado en forma lenta si se compara con otras aplicaciones geotécnicas. Este hecho puede atribuirse a precauciones basadas en la información escasa acerca de la durabilidad a largo plazo de los sintéticos artificiales, en particular cuando se emplean internamente en sitios donde no se pueden inspeccionar con facilidad y, si es necesario, remplazarlos.

Dentro de los polímeros que sirven de materias primas para la fabricación de los geosintéticos en general, el polietileno es el material termoplástico más estable y más ampliamente usado, en sus diferentes densidades. El Polietileno de Alta Densidad (PEAD) es el material más resistente tanto al ataque químico como a la exposición a los rayos UV, prefiriéndose para aplicaciones en que la geomembrana pueda tener contacto con dichos elementos degradantes. El Polietileno de Baja Densidad Lineal (PEBDL), es el más usado de los polietilenos de menor densidad cuya principal ventaja es su flexibilidad, es decir, su capacidad de asumir grandes deformaciones y amoldarse a superficies más irregulares.

Todas estas geomembranas son producidas por extrusión¹ y también pueden ser texturizadas en una o ambas caras para crear superficies de mayor fricción, necesarias en la impermeabilización de taludes y en la instalación de capas de suelos de cobertura sobre ellas. Asimismo existen membranas flexibles tales como las fabricadas con PVC y polipropileno que pueden ser reforzadas o no, constituidas de varias capas unidas mediante un proceso de calandrado².



Fig. 7.1: Colocación de geomembrana impermeable de PVC en presa de terraplén (Castreccioni Italia).
(Fuente: <http://www.alkor.es>)

Actualmente, se cuenta con estrictos procedimientos de control y de aseguramiento de calidad, tanto para la fabricación como para la instalación de las geosintéticos.

La instalación de las geosintéticos es crítica y, por tanto, debe ser realizada por instaladores de probada experiencia e idoneidad.

Existen también programas (RACE) que incluye diseños con geosintéticos y sin ellos para determinar la alternativa más efectiva al costo. Después que el diseño está completo, el programa genera una especificación de geosintéticos adaptada a los requerimientos del proyecto.

¹ Acción y efecto de dar forma a una masa metálica, plástica, etc., haciéndola salir por una abertura especialmente dispuesta.

² Maquinado compuesta de varios cilindros giratorios, calentados generalmente a vapor, para prensar y satinar ciertas telas o el papel.

Los geosintéticos pueden hacer que un proyecto sea económicamente factible. Se puede construir una presa con geosintéticos por menos de la mitad del costo de una presa convencional.

Los geosintéticos tejidos ofrecen ventajas significantes sobre los métodos convencionales, tales como instalación y construcción simplificadas, y la capacidad de usar material de relleno del lugar.

7.2 FUNCIONES DE LOS GEOSINTÉTICOS.³

Los geosintéticos pueden emplearse para realizar diferentes funciones en presas de relleno:



7.2.1 Membranas impermeables (aguas arriba o internas).- Los geocompuestos bentoníticos o bituminosos y las geomembranas tanto de PVC como de PEAD, permiten crear una barrera impermeable en suelos susceptibles a desestabilizarse en donde prima la función de impermeabilidad. Evitan el flujo de agua normal al plano del geosintético.

Aguas arriba se han empleado con éxito membranas de cloruro de polivinilo (PVC) y polietileno de alta densidad (PEAD) en presas hasta de 40 metros de altura. Las membranas, con espesores usuales de 3-4 mm, se colocan en franjas de 4-6 m de ancho sobre una base preparada de grano fino y una capa de drenaje, y se anclan en la cresta y en el pie. Se debe tener cuidado para asegurar la integridad de las costuras y las soldaduras, y la membrana completa se equipa con una cubierta protectora granular que soporta la protección convencional del paramento aguas arriba.

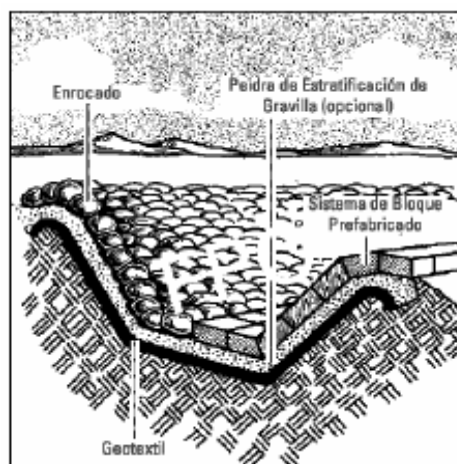
³ Estructuras Hidráulicas. P.Novak, A.I.B. Moffat y C. Nalluri. Segunda edición.



*Fig. 7.2: Membrana impermeable en presa de terraplén.
(Fuente: <http://www.tdm.com>)*

Las membranas internas menos empleadas se instalan normalmente con zonas de transición de protección en ambos lados.

7.2.2 Filtro y capas de drenaje (control de infiltración).- Los Geotextiles están reemplazando a los filtros granulares usados debajo de enrocados u otros materiales de estructura en revestimientos. Sin un filtro de geotextil, la acción de las olas y el movimiento del agua erosionan los suelos subrasantes debajo del enrocado o estructura. La degradación de la subrasante anula el beneficio del enrocado o estructura, resultando en reparación y reemplazo excesivos.



*Fig. 7.3: Filtro de geotextil en un drenaje.
(Fuente: <http://www.geotextile.com/spanish/spanishpdf/scapa05.pdf>)*

Los geosintéticos actúan como filtro, reteniendo partículas de suelo que pueda transportar el agua al fluir entre el suelo y la capa de material seleccionado. Evitan la migración de finos, permitiendo el paso de agua, aun con mínima presión.

La estructura tridimensional de ciertos geosintéticos facilita la conducción de líquido, permiten su flujo en el plano del geotextil o geocompuesto drenante, garantizando el transporte de fluidos y liberando al terreno de sobre presiones, trabajando así como una capa de drenaje.



Fig. 7.4: Construcción de una capa de drenaje con geosintético.
(Fuente: http://www.bettor-mbt.com/catalogos/CAT_GEOSINTETICOS.pdf)

Geosintéticos relativamente gruesos con transmisibilidad interna alta son apropiados para filtros o capas de drenaje.

Es importante asegurar que los esfuerzos que se prevén y/o algún grado de migración de partículas de suelos no disminuyan la capacidad transmisiva a un nivel inaceptable.

7.2.3 Refuerzo de tierra (estabilidad de taludes, etc.). - Materiales geosintéticos de refuerzo, por ejemplo, geomallas, pueden usarse para permitir la construcción de pendientes más empinadas o para ayudar a contener la deformación y el deslizamiento lateral dentro del relleno o sobre una cimentación blanda.

Los geosintéticos además mejoran la calidad del suelo, aumentando su capacidad portante y su estabilidad. Permiten una mejora de terrenos reduciendo su deformabilidad, aumentando su resistencia a cortante y aportando resistencia a tracción.

7.2.4 Control de la erosión superficial (precipitación o desbordes limitados).- El uso de geosintéticos junto con vegetación natural puede mejorar bastante la resistencia a la erosión y reducir la ‘formación de cárcavas⁴’ debido a la escorrentía localizada sobre el paramento aguas abajo. Geomallas y esteras también se han utilizado para proporcionar una medida de seguridad contra desbordes modestos o de duración limitada.



*Fig. 7.5: Geosintético para control de erosión aguas abajo en presa de terraplén.
(Fuente: <http://www.tdm.com>)*

La selección de geotextiles usados generalmente para el control permanente de la erosión es parecida a la de drenaje subterráneo. Sin embargo, las aplicaciones de control permanente de la erosión habitualmente requieren propiedades de resistencia del geotextil mayores.

El geotextil debe sobrevivir la colocación, posiblemente, de un enrocado angular muy grande y además debe aguantar la severa acción de las olas.

⁴ Zanjas grandes que suelen hacer las avenidas de agua.

7.2.5 Capas intermedias de separación.- Los geosintéticos pueden emplearse para actuar como una capa intermedia que asegure una separación efectiva de los materiales de relleno en una interfaz, evitando la mezcla de materiales o partículas de suelo con diferentes propiedades físicas (granulometría, consistencia, densidad, etc.) o químicas. Las funciones de las interfaces pueden exigir que los geosintéticos actúen como una capa de soporte o de amortiguación, o como una capa intermedia de fricción alta o baja. Un ejemplo de su uso en este contexto sería la separación de un relleno térreo de un enrocado adyacente.

Colocado entre el terreno natural y el material seleccionado de aportación, el geosintético permite mantener un espesor constante de capa de obstáculo durante la vida útil de diseño, evitando su contaminación y manteniendo una óptima permeabilidad.

7.3 GEOTEXTIL.⁵

Un geotextil es un material textil plano, permeable, de apreciada deformabilidad, formado por fibras poliméricas termoplásticas, que se emplea para aplicaciones geotécnicas.⁶

El geotextil es un material filtrante, y polimérico, fabricado generalmente a partir de la unión de fibras seleccionadas mediante un proceso mecánico, que se utiliza en la protección de los taludes y filtros de presas de tierra, drenes, materiales de transición, gaviones y otras obras hidráulicas.

Casi todas sus aplicaciones se basan en su capacidad de filtro, es decir, dejar pasar el agua y retener finos. También es importante su alta resistencia a perforación y el espesor de algunos geotextiles en la utilización como protección de geomembranas.

⁵ Especificaciones técnicas generales para proyectos de riego y microriego. Ministerio de asuntos campesinos y agropecuarios - Viceministerio de asuntos agropecuarios y riego. Marzo, 2005.

⁶ Definición de la UNE 40-523-88.

7.3.1 Clasificación de los geotextiles.- Para poder clasificar de una forma clara los distintos tipos de geotextiles es interesante definir previamente una serie de conceptos:

- *No tejido*: los filamentos que componen el geotextil están colocados de manera aleatoria (no tienen dos direcciones de fibra).

- *Tejidos*: las fibras tienen dos direcciones de fibra (trama y urdimbre).

- *Filamentos continuos*: los filamentos del geotextil no tejido pertenecientes al producto final son infinitos.

- *Fibra cortada*: los filamentos pertenecientes al producto final tienen una determinada longitud.

- *Agujados, agujeteados ó punzonados*: la unión entre los filamentos del geotextil no tejido es una unión mecánica mediante unas agujas colocadas por la parte superior e inferior de la napa de filamentos, y que entran y salen a gran velocidad en dicha napa para entrelazarlos y cohesionar los filamentos.

- *Termosoldados*: la unión entre los filamentos se hacen por calor, mediante una termofusión.



Fig. 7.6: Clasificación de los geotextiles según su fabricación.

(Fuente: http://www.composan.com/contenidos/docs/Publicaciones/obraPublica/capitulo_2_01.pdf)

Los geotextiles agujados de fibra cortada que no han sido sometidos a termofusión presentan unas características mecánicas mucho más bajas, dado que, al no existir esa unión entre los filamentos, una fuerza aplicada perpendicularmente (perforación) abre las fibras mientras que una fuerza de tracción las desentrelaza.

Los geotextiles únicamente termosoldados no tienen espesor y su elongación es menor que la de los agujados.

Los geotextiles agujados de filamento continuo o agujados y termosoldados tienen altas resistencias mecánicas, para que no se produzca la rotura, así como espesores adecuados para obtener una función de drenaje en el plano y una función protectora de las geomembranas (por su efecto colchón).

La mayoría de los geotextiles son no tejidos formados por fibras de polipropileno unidas mecánicamente por un proceso de agujado con una posterior termofusión lo que le otorga unas elevadas resistencias mecánicas.

7.3.2 Propiedades de los geotextiles.- Los geotextiles son parte integrante de las estructuras en las que se emplean. Por ello, es necesario conocer y verificar sus características con objeto de asegurarse que podrán cumplir con efectividad las funciones para las que han sido seleccionados.

El campo de aplicación de un geotextil viene determinado tanto por las características mecánicas como las hidráulicas, características que sirven para dimensionar y seleccionar el tipo a utilizar.

Los geotextiles pueden definirse por sus funciones en los diferentes campos de aplicación. Estas pueden ser: SEPARAR, FILTRAR, DRENAR, REFORZAR y PROTEGER.

La función de SEPARACIÓN tiene por objeto evitar de forma permanente el contacto entre dos superficies de diferentes propiedades físicas, impidiendo su mezcla y evitando que se contaminen, pero sin impedir el libre flujo de fluidos a través de la barrera creada. Bien puede ser entre suelo natural y material de aporte ó entre dos capas diferentes de suelo aportado. Para ello debe soportar las cargas estáticas y dinámicas del material de aporte y del tráfico durante la instalación así como la retención de los finos para evitar la mezcla. En esta función son importantes los siguientes parámetros: resistencia al punzonamiento (CBR), resistencia a la tracción, elongación a la rotura, perforación dinámica por caída libre de cono, abertura eficaz de poros y espesor del geotextil.

La FILTRACIÓN se puede definir como la retención de partículas sujetas a fuerzas hidrodinámicas mientras permite el paso de fluidos. La misión del geotextil es garantizar la estabilidad hidráulica del filtro, se debe evitar la colmatación del geotextil. En esta función, son importantes los parámetros de abertura eficaz de poros, espesor del geotextil y permeabilidad.

Se podría definir DRENAJE como el proceso de transmisión de un fluido (líquido o gas) desde una localización a otra (captación y conducción de fluidos), es decir, la evacuación del fluido por el interior del geotextil, en el plano del geotextil. Ello sirve para garantizar la evacuación de líquidos y gases en el espesor del mismo, impidiendo el lavado de partículas finas. En esta función es importante la permeabilidad en el plano del geotextil y el espesor.

La función de REFUERZO tiene como misión el usar las propiedades de tracción del geotextil para mejorar las propiedades mecánicas y disminuir el nivel de cargas sobre el terreno, todo ello al repartir y homogeneizar las cargas sobre una superficie mayor. Los criterios de selección a considerar son la curva de deformación, las resistencias mecánicas a tracción, desgarro y punzonamiento, así como la fluencia, fatiga y fricción contra el terreno.

La PROTECCIÓN es otra de las funciones de los geotextiles por la que estos actúan previniendo el deterioro de un sistema geotécnico y protegiéndolo de forma permanente.

Un ejemplo claro es la protección de geomembranas, utilizadas como sistemas de impermeabilización, frente a los daños mecánicos, tanto al punzonamiento como a la abrasión. En esta función son importantes los siguientes parámetros: resistencia al punzonamiento (CBR), perforación dinámica por caída libre de cono y espesor (como efecto colchón para la geomembrana).

El geotextil filtrante que es el más usado en presas en general deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- Gramaje, no menor a 150 g/m², según norma ASTM D-5261.
- Espesor no menor de 1.20 mm, determinado de acuerdo con las Normas ASTM D-5199
- Resistencia a la tensión (método Grab) no menor de 600 N en el sentido principal más débil, determinada de acuerdo a la Norma ASTM D-4632.
- Elongación a la tracción no menor del 70 %, determinada de acuerdo con la Norma ASTM D-4632.
- Resistencia al punzonamiento no menor de 350 N, determinada de acuerdo con la Norma ASTM D-4833.

Todos los geotextiles que puedan estar en contacto con concreto deberán ser fabricados a base de polipropileno. El geotextil deberá ser suministrado, transportado y almacenado de manera que no sufra perforaciones, cortes o cualquier otro deterioro que afecte sus cualidades como material filtrante.

Si se decide por la colocación de geotextiles en el proyecto se deberá suministrar detalles de colocación del geotextil, tales como posición de los traslapes y forma de sellado de los mismos, tamaño del geotextil y ancho útil y, si es el caso, sellado de juntas con estructuras existentes.

Si se requiere material sellante para los traslapes, éste deberá ser del tipo recomendado por el fabricante del geotextil pero en todo caso el traslape de geotextil a base

de polipropileno deberá efectuarse únicamente al calor, según lo especificado por el fabricante.

7.3.3 Método constructivo de geotextiles.- Las superficies sobre las cuales se instalará el geotextil deberán estar libres de suciedad, lodo, desechos, partículas sueltas y otras sustancias perjudiciales. Las superficies deberán presentar uniformidad y estar compactadas y completamente drenadas antes de colocar el geotextil; en ningún caso se permitirá la colocación del mismo si existiese agua libre sobre la superficie. El equipo que se emplee para la instalación deberá ser tal que no cause daños al geotextil.



Fig. 7.7: Colocación del geotextil en un terraplén.

(Fuente: http://www.bettor-mbt.com/catalogos/CAT_GEOSINTETICOS.pdf)

7.4 MEMBRANA PEAD.⁷

Es una membrana impermeable de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) para la impermeabilización de presas de tierra, terrenos de fundación, embalses, atajados, estanques y otras obras hidráulicas.

Las membranas son fabricadas específicamente para la contención de agua en obras hidráulicas. Son producidas de tal manera que no presentan perforaciones, burbujas, irregularidades o cualquier contaminación con materias extrañas.

⁷ Especificaciones técnicas generales para proyectos de riego y microriego. Ministerio de asuntos campesinos y agropecuarios - Viceministerio de asuntos agropecuarios y riego. Marzo, 2005



Fig. 7.8: Colocación de la membrana PEAD en un terraplén.
(Fuente: http://www.bettor-mbt.com/catalogos/CAT_GEOSINTETICOS.pdf)

Son puestas en obra en rollos de 6 a 10,5 metros de ancho por la longitud necesaria para abarcar toda la obra propuesta, sin soldaduras de fábrica. Las soldaduras son ejecutadas con el sistema de cuña caliente, en obra.

La membrana impermeable PEAD generalmente debe cumplir con las siguientes propiedades físicas:

- Espesor de 0.75 mm a 2.50 mm (ASTM D-751)
- Densidad mínima 0.94 g/cm³ (ASTM D-792)
- Tensión a la rotura De acuerdo al espesor (ASTM D-638)
- Tensión de fluencia De acuerdo al espesor (ASTM D-638)
- Alargamiento a la fluencia 13% (ASTM D-638)
- Alargamiento a la rotura 700% (ASTM D-638)

7.4.1 Método constructivo de la membrana PEAD.

- **Preparación del suelo**

Las superficies a ser cubiertas con la membrana deberán limpiarse de modo que queden lisas y libres de rocas, piedras, palos, raíces, objetos cortantes o escombros de cualquier tipo. Asimismo, la superficie deberá prepararse para proveer una fundación firme, sin cambios bruscos de pendiente, ni superficies rocosas cortantes que pueda dañar la geomembrana.



Fig. 7.9: Preparación de la superficie donde se va a colocar la membrana PEAD.
(Fuente: http://www.bettor-mbt.com/catalogos/CAT_GEOSINTETICOS.pdf)

La superficie dañada por equipos de construcción, y considerada inadecuada para la colocación de la geomembrana, será reparada previamente a su instalación. En los lugares de empalme no deberá haber barro ni agua estancada.

- **Soldaduras**

Se usará el sistema de soldadura de “cuña caliente”. El sistema de soldadura por extrusión se usará solamente en los lugares en los que se hayan presentado fallas (bocas de pescado), o en los lugares de difícil acceso.

Para el soldado, tanto en el sistema de “cuña caliente” como en el de “extrusión”, los rollos deben ser extendidos y traslapados en anchos mínimos de 10 cm.

El área a ser soldada deberá ser limpiada y preparada de acuerdo a los procedimientos recomendados por el fabricante. Todos los rollos serán soldados de tal manera que al final del proceso se tenga una sola unidad que cubra el embalse, sin interrupciones de continuidad.



Fig. 7.10: Preparado de la membrana PEAD para la soldadura.
(Fuente: http://www.bettor-mbt.com/catalogos/CAT_GEOSINTETICOS.pdf)

El equipo de soldado a ser usado deberá ser capaz de medir y controlar continuamente la temperatura en la zona de contacto donde la máquina esté fundiendo las membranas, de tal manera que los cambios en las condiciones ambientales no afecten la calidad del soldado.

En caso de que se presentaran “bocas de pescado” y arrugas excesivas, la membrana deberá ser cortada, se colocará un pedazo de la misma que cubra la parte cortada con un traslape apropiado, y se procederá al soldado con el sistema de “extrusión”.



Fig. 7.11: Sellado y control de la membrana PEAD
(Fuente: <http://www.geotextile.com/spanish/spanishpdf/scapa05.pdf>)

- **Colocación**

Las membranas deberán estar orientadas en forma paralela a la línea de máxima pendiente, salvo en esquinas. Las soldaduras nunca deben estar ubicadas en la parte superior de la pendiente. Se debe evitar las soldaduras horizontales, perpendiculares a la pendiente.



Fig. 7.12: Colocación de geotextil y membrana PEAD
(Fuente: <http://www.geotextile.com/spanish/spanishpdf/scapa05.pdf>)

Para el manipuleo de la membrana, se la debe sujetar provisionalmente con pequeños puntales forrados con yute u otra tela gruesa, a fin de no perforarla ni desgarrarla.

La compactación o relleno de las zanjas de anclaje, se realizará con material indicado, hasta que la zanja quede completamente cubierta. El relleno, ya sea con hormigón o con tierra, debe efectuarse como mínimo dos días después de la colocación de la membrana, a fin de que la misma se contraiga completamente.

Esta operación debe ser efectuada con cuidado, pues debe evitarse la desgarradura de la membrana y la entrada de agua por debajo de la membrana. No se desrrollará ni desplegará la geomembrana si la temperatura del ambiente es inferior a cero grados.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA.

- ESTRUCTURAS HIDRAULICAS
P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri
Editorial MC Graw Gill- Segunda Edición
- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA PROYECTOS DE
- RIEGO Y MICRORIEGO.
Ministerio de asuntos campesinos y agropecuarios - Viceministerio de
Asuntos agropecuarios y riego.
PRONAR, MACA. Bolivia, Marzo de 2005
- http://www.tdm.com.pe/geomembranas_uso.shtml
- <http://www.geotextile.com/spanish/spanishpdf/scapa05.pdf>
- http://www.bettor-mbt.com/catalogos/CAT_GEOSINTETICOS.pdf
- http://www.composan.com/contenidos/docs/Publicaciones/obraPublica/capitulo_2_01.pdf

CAPÍTULO 8

SEGURIDAD DE PRESAS: INSTRUMENTACIÓN Y VIGILANCIA

8.1 INTRODUCCIÓN.¹

Los embalses constituyen una amenaza potencial a la vida tanto de la naturaleza como la humana, ya que con la presencia de una presa ocurren grandes cambios aguas arriba y aguas abajo de la presa y en la propiedad que sus aguas circundan.

La zona de inundación bajo riesgo en el evento de una ruptura catastrófica puede ser extensa, densamente poblada y de importancia económica considerable. La falla de la presa puede producir grandes daños materiales y provocaría la pérdida de muchas vidas. Las fallas catastróficas de una presa, distintas a las que son el resultado directo de un evento de inundación extrema, están seguidas por un periodo de incremento progresivo de mala operación “estructural” dentro de la presa y/o su cimentación.

Los programas de vigilancia de presas e instrumentación se adelantan para detectar y cuando sea posible, identificar síntomas de mal comportamiento en las etapas más prontas posibles.

Los instrumentos colocados de forma estratégica tienen como función principal revelar las anomalías o tendencias adversas en el comportamiento y así proporcionar advertencias prontas sobre posibles peligros. El número de instrumentos es de menor importancia que la selección del equipo apropiado, su instalación correcta en sitios críticos y la interpretación inteligente de la información resultante dentro de un programa de vigilancia global. La efectividad del programa está determinada por muchos factores como los marcos de referencia legal y administrativo en los cuales se establece procedimientos y responsabilidades.

¹ Estructuras Hidraulicas- P. Novack, A. Ib. Moffat, C. Nalluri

8.2 INSTRUMENTACIÓN.²

8.2.1 Aplicación y objetivos.- Para presas nuevas se proporciona instrumentos de diversas magnitudes pero para presas existentes es necesario la instalación de un nivel básico de instrumentación.

En las nuevas presas la información de la instrumentación se interpreta en un papel doble, esto para proporcionar una indicación de la validez de las hipótesis de diseño, también determinar un patrón inicial de referencia y desempeño a fin de estimar observaciones subsecuentes.

En las presas existentes, en particular las de estructuras más antiguas o menos adecuadas, se puede instalar un conjunto de instrumentos que proporcionen medidas de seguridad, en estos casos sirven para detectar desviaciones importantes y anormales del comportamiento de la presa a largo plazo. También se puede requerir instrumentos para registrar parámetros específicos del comportamiento en respuesta a una deficiencia reconocida, la sospechada de la deficiencia del diseño.

El alcance y grado de sofisticación individual del conjunto de instrumentos varía de manera considerable. El cuidado a la especificación, diseño y correcta instalación de todos los instrumentos incluyendo el más sencillo, es importante para un desempeño satisfactorio.

Es conveniente que la responsabilidad de la planeación y comisión de las instalaciones de monitoreo recaiga en una persona con experiencia y de un nivel relativamente alto dentro de la autoridad responsable.

Las lecturas iniciales de todos los instrumentos se deben realizar y formalizar como una línea a base de datos.

² Estructuras Hidráulicas- P. Novack, A. Ib. Moffat, C. Nalluri

Las frecuencias de lectura de todos los instrumentos deben ser examinadas frecuentemente durante el embalsamiento. Se debe realizar un examen total de las frecuencias de lectura dentro de los dos años de operación normal.

La instrumentación debe ser monitoreada, evaluada, mantenida y los datos deben ser comparados con las lecturas previas y con los valores de diseño esperados. Junto con todas las descripciones de instrumentos deben incluirse sus datos iniciales, límites de diseño, fechas y requerimiento para calibración, rangos de operación normal, y niveles de “alarma”, punto en el cual se requiere un examen detallado de las lecturas.

Debe asignarse la responsabilidad de las lecturas de instrumentos de rutina, cambios en los datos, calibración, interpretación y evaluación de los resultados.

El modo y la metodología de las lecturas deben ser descritos en forma automatizada o manual:

- Si es *automatizada*, el sistema debe ser descrito incluyendo los números de teléfono modernos.
- Si es *manual*, deberá haber documentación de la metodología, mantenimiento, calibración y almacenamiento del equipo de lectura de la instrumentación.

Se debe proveer ubicaciones exactas y detalles de las instalaciones de los instrumentos, completados con las vistas de planos y planos de secciones transversales.

Los instrumentos pueden por conveniencia clasificarse de acuerdo con la función principal de la instalación:

- *Control de la construcción*: Verificación de los parámetros críticos de diseño con retroalimentación inmediata al diseño y a la construcción.
- *Desempeño después de la construcción*: Validación del diseño, determinación del patrón de comportamiento inicial o de referencia.

- *Funcionamiento y vigilancia del servicio:* Confirmación de la idoneidad estructural; detección de cambios regresivos en el patrón de comportamiento establecido; investigación de problemas identificados o que se sospechan.
- *Investigación / desarrollo:* Investigación académica; pruebas y desarrollos de los equipos.

Para propósitos de control de la construcción o de investigación, los valores absolutos de los parámetros específicos y su tendencia observada pueden ser de igual importancia. Esto es menos importante cuando la función principal del conjunto de instrumentos es monitorear el desempeño a largo plazo.

Los valores absolutos pueden considerarse de importancia secundaria respecto a la detección de cambios y tendencias en el patrón de comportamiento, cuando se confirme que tales desviaciones no se deben a un cambio observado en el régimen de carga, por ejemplo en el nivel del agua retenida u otra influencia identificable. La detección o el análisis del cambio en un ciclo o patrón de comportamiento previamente establecido como “normal” es la justificación esencial para todo conjunto de instrumentos instalados para vigilancia.

8.3 PARÁMETROS EN EL MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PRESAS.³

Los parámetros más importantes en el monitoreo del comportamiento de las presas son los siguientes:

- Infiltración y fugas (cantidad, naturaleza, localización y fuente).
- Asentamiento y pérdida del borde libre en presas de relleno (magnitud, tasa).
- Deformación externa e interna (magnitud, tasa, localización).
- Presión de aguas en los poros y empuje (magnitud, variación).
- Esfuerzos internos o presión (magnitud).

³ Estructuras Hidráulicas- P. Novack, A. Ib. Moffat, C. Nalluri

La infiltración y los movimientos externos o deflexiones, son parámetros independientes del tipo de presa. Hay algunos parámetros que pertenecen a un tipo específico de presa, como la presión de agua en los poros en presas de rellenos térreos.

Los parámetros individuales también pueden reflejar la naturaleza de una investigación como el asentamiento de una presa de relleno antigua, donde ocurre una deformación progresiva. Las medidas mínimas para el monitoreo y vigilancia en todas las presas deben responder a la medición de flujos de infiltración y deformaciones de la cresta, esta medida es de particular importancia para la detención del asentamiento de las crestas de una presa de relleno como un indicador de un posible mal desempeño interno y la pérdida local del borde libre. Los parámetros más importantes se presentan a continuación junto con la identificación de los instrumentos empleados.

Parámetros	Instrumentos	Medida	Defecto Ilustrativo
Infiltración	Drenes- subdrenes a vertederos de cresta delgada V (idealmente varios “aislando” secciones de la presa – cimentación)	Cantidad del caudal de infiltración y naturaleza del agua de infiltración, por ejemplo clara o turbia	Podría indicar el inicio de agrietamiento y/o erosión interna
Colimación ⁴	Topografía precisa (óptico o electrónico)	Alineación	Movimiento
Presión de agua en los poros	Piezómetros	Presión interna del agua en el relleno térreo	Fugas en el núcleo o inestabilidad incipiente
Empuje	Piezómetros	Presión interna del agua en el concreto o en la roca de cimentación	Inestabilidad, deslizamiento
Asentamiento	* Topografía precisa (superficial) * Medidores de asentamiento	*Asentamiento de la cresta * Asentamiento	Inclinación C o pérdida del borde libre E, por ejemplo

⁴ Colimación: acción de dirigir la vista en ciertos aparatos ópticos

	(internos)	interna o relativa	hundimiento del núcleo o deformación de la cimentación
Deformación externa	Topografía precisa (superficial). Fotogrametría E, péndulos o medidores de juntas C	Deflexión de la superficie	Movimiento local, inestabilidad
Deformación interna o deformación vertical horizontal	Inclinómetros, deformímetros o ductos	Movimientos relativos internos	Inestabilidad incipiente
Esfuerzo o presión	Celdas de presión	Esfuerzo total	Fraccionamiento hidráulico y erosión interna

E= presas de relleno; C= presas de concreto

Tabla 8.1: Parámetros principales de monitoreo y su relación con defectos posibles.

(Fuente: Adaptado De Estructuras Hidráulicas P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri)

8.4 INSTRUMENTOS: PRINCIPIOS DE DISEÑO. ⁵

Los instrumentos de monitoreo deben funcionar satisfactoriamente para las condiciones ambientales que se presenten y durante periodos de tiempo por lo general indeterminados.

Como guías para un buen diseño los instrumentos deben ser:

- Simples y consistentes en su funcionamiento.
- Sólidos y confiables.
- Durables en condiciones ambientales y de operación adversas.
- Costos aceptables incluye la suma de costos de compra, instalación, soporte y monitoreo.

⁵ Estructuras Hidráulicas- P. Novack, A. Ib. Moffat, C. Nalluri

Un principio importante consiste en colocar los elementos de medida sofisticados y vulnerables, como componentes electrónicos y transductores, por encima del nivel del terreno donde sea posible. En estos casos es ventajoso hacer que los elementos por encima del terreno sean de fácil transporte.

Otras ventajas están asociadas con el uso de un elemento de medición portátil, consiste en mayor seguridad física y que se evita la construcción de casetas de instrumentación grande y costosa para alojar el equipo de medición fijo.

Las capacidades de los instrumentos tienden a centrarse en provisiones para la toma de información automática o semiautomática de los instrumentos, facilidades de almacenamientos y/o transmisión automática a un sitio central. Las mejoras en la capacidad y la complejidad se reflejan en altos costos y en mayor riesgo de mal funcionamiento o falla de los componentes y por consiguiente del sistema. En las presas, la instrumentación a un nivel poco sofisticado y básico resultará adecuado para el monitoreo y vigilancia de rutina.

8.5 INSTRUMENTOS: TIPOS Y PRINCIPIOS DE OPERACIÓN.⁶

Un análisis de los instrumentos para demostrar los principios importantes de operación y medida, se muestra a continuación:

8.5.1 Colimación, sedimentación y deformación externa.- Técnicas topográficas precisas con equipos de medida de distancia ópticos, electrónicos o láseres, se emplean para determinar el movimiento relativo vertical y horizontal de estaciones superficiales aseguradas con firmeza. Colimación y nivelación para verificar la alineación de la cresta, en presas de concreto puede complementarse con datos de inclinación de péndulos instalados en pozos internos y de péndulos flotantes invertidos anclados a profundidad dentro de perforaciones en la roca de cimentación. El motivo relativo y la inclinación de monolitos adyacentes también pueden determinarse mediante medidores de juntas mecánicos u ópticos simples. En el caso de

⁶ Estructuras Hidraulicas- P. Novack, A. Ib. Moffat, C. Nalluri

presas de relleno, el asentamiento longitudinal de la presa es de primordial importancia. Información sobre la deformación del relleno puede deducirse del uso de inclinómetros de perforación sensibles, para determinar los perfiles de los movimientos horizontales internos a través de la altura de la presa.

8.5.2 Presión de agua en los poros.- Los piezómetros hidráulicos son de dos tipos:

- El piezómetro simple de Casagrande de “circuito abierto” o de tipo de tubo vertical de pie y el de “circuito cerrado” o de instrumento de tipo tubería gemela. El piezómetro de Casagrande, se basa en el contacto eléctrico del limnómetro para registrar el nivel freático respecto a la superficie de la tierra. Se instala con facilidad en perforaciones en presas existentes y es apropiado en particular donde la superficie freática es sensiblemente estática. Las ventajas principales de este tipo radican en su adaptabilidad, simplicidad de operación y confiabilidad.

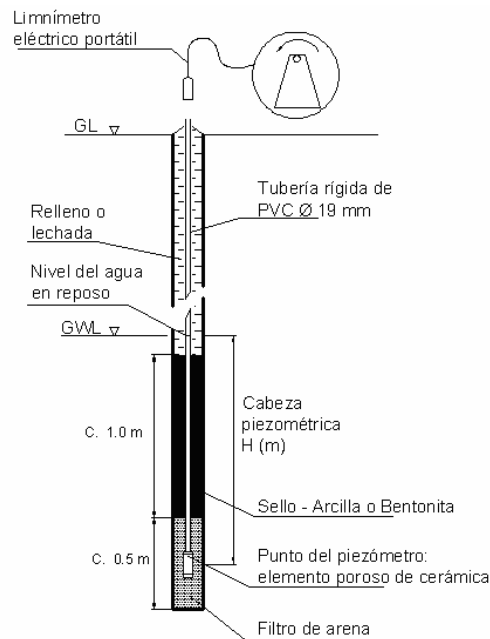


Fig. 8.1: Piezómetro de tipo de tubo vertical de Casagrande utilizado en perforaciones
(Fuente: Adaptado De Estructuras Hidráulicas P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri)

- El piezómetro de circuito cerrado, ejemplo es el instrumento de tipo Bishop, ofrece una respuesta más rápida al cambio de presión del agua en los poros. Es apropiado en suelos con permeabilidades más bajas y en suelos no saturados y en consecuencia

para determinar tanto presiones de agua en los poros negativos como positivas en rellenos térrcos compactados. Las sondas hidráulicas gemelas se llenan permanentemente con agua y pueden instalarse en distancias considerables (>200 m) hasta una caseta de instrumentación de apropiada localización, donde se efectúa la medición mediante un transductor de presión o un manómetro de mercurio. Se requiere desaireación a intervalos para vaciar y remover las oclusiones de aire o gas que entran a las sondas hidráulicas desde el relleno o desde el fluido de los poros. El uso de un elemento de cerámica con poro fino “con valores de entrada de aire alto” reduce bastante la frecuencia con que se requiere la desaireación. Se debe tener en cuenta la elevación máxima de las sondas hidráulicas relativas a la boquilla del piezómetro, el punto de lectura y el intervalo de presión anticipada del agua en los poros para evitar problemas asociados con las presiones negativas en las sondas. El piezómetro de Bishop ha demostrado su efectividad, durabilidad y confiabilidad y se ha instalado extensamente en presas de relleno durante la construcción.

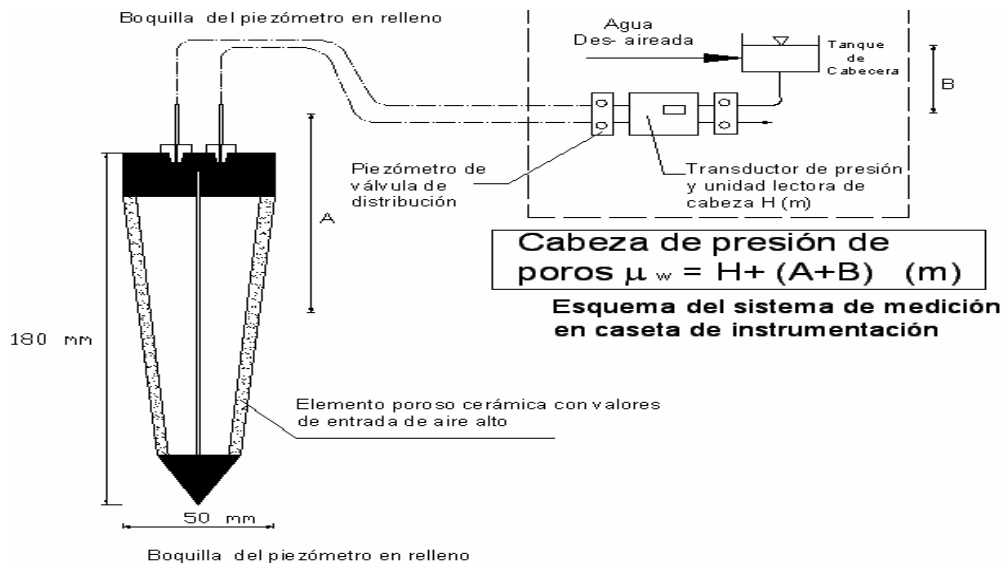


Fig. 8.2: Piezómetro Hidráulico de tipo Bishop de tubería gemela

(Fuente: Adaptado De Estructuras Hidráulicas P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri)

Estos tipos ofrecen la ventaja de que sólo requieren una cámara terminal de medición pequeña, en vez de la caseta de instrumentación costosa que utiliza los instrumentos

hidráulicos de tubos gemelos. Son apropiados para aislar instalaciones con un número limitado de piezómetros.

En comparación con las alternativas hidráulicas, los piezómetros eléctricos y neumáticos ofrecen una respuesta rápida, pero pueden ser relativamente costosos y menos flexibles en su uso.

8.5.3 Asentamiento interno y deformación.-⁷ Durante la construcción del relleno pueden instalarse extensómetros de tubos verticales con estaciones de medición magnéticas de placas externas, localizadas a intervalos verticales de cerca de 3 m.

Una probeta sobre una cinta calibrada se baja por el tubo para detectar las estaciones magnéticas de placa, permitiendo determinar los niveles relativos y los incrementos de sedimentaciones internas hasta de más o menos 2 mm. El principio puede extenderse para rellenos existentes y cimentaciones, como se muestra utilizando estaciones magnéticas especiales de tipo araña diseñadas para instalarse en horizontes apropiados dentro de perforaciones. Medidores puntuales de sedimentación individuales, que por lo general operan basados en el principio del manómetro, algunas veces preferibles para materiales de relleno más plásticos.

Los componentes horizontales de la deformación interna pueden determinarse mediante el inclinómetro de perforación o por una adaptación del principio del extensómetro vertical. En este caso los tubos se instalan en zanjas dentro del espaldón de relleno, con estaciones magnéticas o collares instalados a intervalos horizontales apropiados. Un aparato especial motorizado se emplea para “recorrer” la probeta en toda la extensión del tubo y regresarse, determinando la localización de cada estación a medida que pasa.

Es normal colocar unos extensómetros en la longitud fija de la roca para monitorear la respuesta de los estribos en presas de arco. Extensómetros similares pueden ser también apropiados en otros tipos de presas de concreto si la deformación de la cimentación es un parámetro crítico.

⁷ Estructuras Hidraulicas- P. Novack, A. Ib. Moffat, C. Nalluri

8.5.4 Esfuerzos internos.- ⁸ La determinación directa y confiable del estado de esfuerzos en un continuo como una roca, concreto o suelo presenta serias dificultades. La teoría dictamina utilizar un elemento sensor con forma de disco con razón de aspecto alta.

Restricciones debidas a los materiales hacen que sea imposible obtener el sensor ideal que mida con precisión, en todos los niveles de esfuerzo, la resistencia del continuo que se quiere.

Es necesario ser precavidos con la interpretación de presiones o esfuerzos registrados en el campo. Los aparatos disponibles en el comercio para usar en el concreto y la roca constan de un disco metálico lleno de aceite acoplado a un transductor de presión que responda a la presión del fluido como una función del esfuerzo externo en la cara del disco. Aparatos similares se utilizan a veces en rellenos, aunque como alternativa se emplea la celda de presiones de tierra de disco hueco que incorpora deformímetros eléctricos montados sobre la cara interna de la celda.

La determinación indirecta de esfuerzos a partir de deformaciones medidas de forma similar está llena de serias dificultades debido a que la respuesta del esfuerzo y la deformación de los materiales dependen del tiempo y no es lineal. Dado que la incertidumbre asociada con la determinación de los esfuerzos disminuye mucho la confiabilidad de la información obtenida, la instalación de la instrumentación para este propósito es a menudo objeto de actividades de investigación.

8.6 PLANEACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.

La planeación y la especificación de un conjunto amplio de instrumentos involucran una secuencia lógica de decisiones:

- Definición de los propósitos y objetivos.
- Definición de las observaciones apropiadas para la presa considerada.

⁸ Estructuras Hidraulicas- P. Novack, A. Ib. Moffat, C. Nalluri

- Determinación de los sitios y cantidad de puntos de medición para tomar las observaciones deseadas (es de importancia y sensibilidad particular).
- Consideración del periodo de tiempo que se va abarcar (monitoreo a corto o largo plazo).
- Consideración de modos de operación óptimos del sensor con respecto a la rapidez de respuesta deseada, precisión requerida, etc.
- Selección del *hardware* apropiado para las tareas definidas en los cinco primeros puntos.

Los instrumentos deben abarcar todos los aspectos críticos conocidos de la presa, pero también deben colocarse en sitios donde se pueda anticipar el comportamiento “anormal”. Cuando la presa es nueva se debe instrumentar por lo menos en dos secciones, incluida la sección mayor. Es una buena práctica hacer un bosquejo inicial de la disposición ideal y luego eliminar progresivamente las medidas menos esenciales; determinar un plan adecuado, balanceado y que se pueda conseguir.

El éxito de la etapa de instalación y puesta en marcha de la instrumentación depende del cuidado de los detalles.

Entre los aspectos que deben considerarse están los procedimientos para la puesta en uso y prueba de los instrumentos, para la determinación de los valores de “referencia” y para el entrenamiento especial del personal de monitoreo. En esta etapa se deben considerar con detalle también los procedimientos para el manejo de la información. Es aconsejable considerar los programas de instrumentación con un sistema “global” requerido (instrumentos, instalaciones, responsabilidad, monitoreo, manejo e interpretación de la información).

En la figura 8.3 se muestra un perfil de instrumentación en una sección mayor de una presa nueva de relleno téreo.

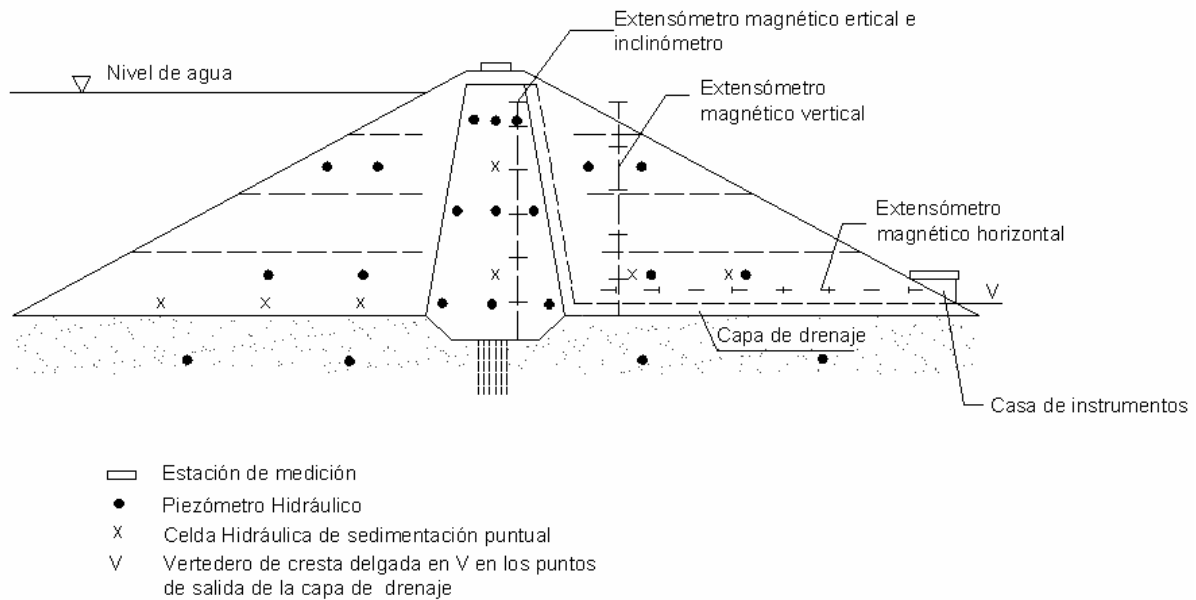


Fig. 8.3: Esquema representativo de la instrumentación.

(Fuente: Adaptado De Estructuras Hidráulicas P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri)

8.7 DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN.

8.7.1 Péndulos.- Los péndulos directos e invertidos se utilizan para la medida de movimientos horizontales en estructuras. Su fiabilidad, precisión y excelente comportamiento a largo plazo, los han hecho prácticamente imprescindibles para el control de desplazamientos horizontales en presas de hormigón.

- *Péndulo directo*, permite medir movimientos horizontales de la estructura relativos a su punto superior. Consta de un hilo de acero situado en un pozo vertical, anclado en su extremo superior a la estructura y en su extremo inferior a un peso con aletas inmerso en un depósito relleno de aceite. Esta disposición asegura la verticalidad del hilo.
- *Péndulo inverso*, permite medir movimientos respecto a su punto inferior. Consta de un hilo de acero inoxidable cuyo extremo inferior está unido a un anclaje ubicado en el interior de un sondeo vertical, y cuyo extremo superior se fija a una unidad de flotación solidaria a la estructura. La unidad de flotación está formada por un recipiente con un flotador en baño de aceite y está diseñada de tal forma que permite mantener el hilo en tensión sin que el movimiento de la estructura altere su posición.



Fig. 8.4: Péndulo inverso

8.7.2 Medidores tridimensionales de juntas.- Para estudiar los desplazamientos relativos entre bloques, en las intersecciones de las juntas que cortan a la galería de inspección, se utilizan medidores de juntas tridimensionales, también llamados deformetros. Utilizados para el control de juntas de dilatación en estructuras de hormigón, control de fracturas en rocas y en general aquellas obras como presas, puentes, etc., en las que se requiere un control preciso de deformaciones.



Fig. 8.5: Medidor de juntas electromecánico

Los valores obtenidos servirán para contrastar los conseguidos por otros métodos de auscultación.

8.7.3 Cabezales de drenes.- Los drenes se utilizan normalmente para controlar las subpresiones en el cimiento de las presas. Dentro de la auscultación hidráulica es un dato esencial ya que permite conocer la eficacia de la red de drenaje y el comportamiento de la pantalla de impermeabilización y la ley de subpresiones en las secciones controladas.

Estos cabezales disponen de una llave de tres vías, con posiciones de cerrado (no permitiendo drenaje), abierto (drenando) y de lectura, de forma que cuando existe presión en el dren este efectúe la medida con un manómetro. Los tubos y piezas de unión hasta el tubo del dren son de PVC, cortados y acoplados a medida para llevar agua hasta la canaleta de la galería.



Fig.8.6: Cabezal de dren

Para realizar las medidas cada equipo lleva incorporado un manómetro, roscado en la parte superior del cabezal, de modo que se pueden obtener directamente las subpresiones en ese punto (en Kg / cm²) con solo girar la llave a la posición de lectura.

8.7.4 Bases geodésico-topográficas para control de movimientos en coronación.

- *Base fija de estación*, está constituido por un pilar de hormigón armado anclado en una zapata cuadrada también de hormigón armado.
- *Bases para mira móvil de colimación y señal de nivelación*, la base de nivelación consiste en un perno esférico de diámetro 18 mm. en acero inoxidable, atornillado y soldado a la parte central del fondo de una arqueta cilíndrica de chapa de acero de diámetro exterior 115 mm. y 60 mm. de altura. La arqueta irá provista de una tapa de acero color gris, roscada a la arqueta y con dos taladros en la parte superior para el anclaje de la llave de apertura. En la coronación de la presa la arqueta va empotrada en el suelo, y la tapa queda enrasada con la superficie adyacente.
- *Mira móvil y fija de colimación*, el sistema de colimación se basará en la utilización de dos miras portátiles: una fija y otra móvil y un teodolito o colimador para visualizarlas. La mira móvil consta de una placa de puntería, pintada de blanco y negro, con posibilidad de desplazamiento horizontal mediante tornillos micrómetros, y de una reglilla graduada de 100 mm. con una apreciación de la décima de mm. El conjunto estará montado sobre un soporte con 3 apoyos semiesféricos que encajan en la base, siempre en la misma posición.

La mira fija dispondrá de una placa rectangular, idéntica a la anterior, pero sin posibilidad de movimiento sobre el soporte, y montada sobre una base en 3 apoyos semiesféricos que aseguren el asiento siempre en la misma posición.



Fig. 8.7: Mira fija

8.7.5 Aforadores de filtraciones.- Los dispositivos de aforos de filtraciones consisten en vertederos en forma de V o canalillos medidores. Los vertederos de aforo pueden adaptarse para conseguir un registro continuo de los caudales de filtración.

Un aforo preciso y continuo del caudal de filtración realizado con frecuencia y en inspecciones visuales del vigilante, constituye un medio rápido y eficaz para detectar cualquier anomalía de la presa.



Fig. 8.8: Aforador

8.7.6 Otros dispositivos de auscultación.- Además de los instrumentos más usuales expuestos anteriormente podemos citar algunos más como las escalas linimétricas, sensor de temperatura, cinta extensométrica, piezómetro de cuerda vibrante, piezómetro neumático extensómetro de cuerda vibrante, extensómetro potenciométrico de gran base, canal Parshall, etc.

8.8 ADQUISICIÓN Y MANEJO DE LA INFORMACIÓN.

La planeación lógica del sistema de adquisición y procesamiento de la información es esencial si se requiere que el programa de instrumentación se realice por completo. Si las observaciones son confiables y la información es interpretada con rapidez, el valor del programa disminuirá severamente.

Los procedimientos de operación deben definirse con cuidado y las responsabilidades individuales del personal identificadas con claridad. Dentro del plan de operación la frecuencia del monitoreo debe determinarse sobre bases racionales, reflejando los objetivos y los parámetros individuales bajo escrutinio, pero está sujeto a correcciones de acuerdo con la información que se obtenga.

La prescripción detallada de la periodicidad es cuestión de sentido común y de criterio de ingeniería. El exceso de información puede agobiar y hacer confusiones importantes; la información insuficiente traerá más preguntas que la que podrá resolver. Un sistema de excesiva complejidad, ya sea en términos de equipo o de habilidades de operación requeridas, disminuirá su utilidad, por eso se requiere un balance justo y se debe tener cuidado para asegurar que el “sistema” permanezca sensible y flexible.

El monitoreo de rutina deberá asegurar observaciones en las diferentes estaciones y cambios significativos en el nivel de agua retenida. Frecuencias de monitoreo representativas para presas de tierra varían como se indica en la siguiente tabla 8.2:

<i>Parámetros</i>	<i>Frecuencia</i>
Nivel del agua	Diaria cuando sea posible
Infiltración	Diaria o semanal
Piezómetros	Una o dos veces por semana (en construcción) hasta tres a seis meses (rutina)
Asentamiento- deformación	Diaria (si se sospecha un deslizamiento serio) hasta tres a seis meses (rutina)

Tabla 8.2: Frecuencias de monitoreo representativas

8.9 VIGILANCIA Y SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN.

Las presas de todos los tipos requieren vigilancia regular para mantenerlas en un estado seguro y operacionalmente eficiente.

Como todas las estructuras, están sujetas a un grado de deterioro a largo plazo pero progresivo. En algunas de las más recientes puede ser superficial en cuanto a la integridad estructural, pero debe considerarse la posibilidad de un deterioro interno oculto y serio. Las presas más antiguas fueron diseñadas y construidas con estándares que ya no pueden ser considerados adecuados (términos de la capacidad de descarga de su vertedero o de su estabilidad estructural).

El objetivo principal de un programa de vigilancia es minimizar la posibilidad de una falla catastrófica de la presa detectando a tiempo las insuficiencias de diseño o cambios regresivos en su comportamiento. Un objetivo adicional es ayudar en la programación de un mantenimiento rutinario o cuando sea necesario de trabajos remediadores mayores.

La vigilancia abarca la observación y registro regular y frecuente de todos los aspectos del desempeño del servicio de una presa y su embalse.

La vigilancia en la presa y su embalse incluye la observación e inspección rutinaria, el monitoreo y estimación de la infiltración, la información sobre la instrumentación y el registro de toda otra información relevante, incluidos los registros hidrológicos. Menos frecuentes pero más rigurosas son las inspecciones reglamentarias llevadas a cabo por ingenieros especialistas, como parte de un programa de vigilancia integral que puede incluir una investigación completa y una nueva apreciación de la integridad de la presa. Lo ideal en una presa grande es la observación externa diaria, en la práctica problemas de acceso o disponibilidad de personal pueden determinar que las observaciones semanales o aun mensuales sean una meta más realista.

8.9.1 Inspección de seguridad de la presa.- Es una inspección de la presa para observar su condición. Las inspecciones de seguridad de la presa se dividen en cuatro categorías tal como a continuación se señala: Inspecciones de rutina, Inspecciones intermedias, Exámenes de seguridad de presas, e Inspecciones Especiales.

- **Inspección de rutina,** son las inspecciones visuales mensuales de las estructuras de la presa, las cuales son llevadas a cabo por el personal de operación y mantenimiento de la presa, utilizando una lista de comprobación de ítems preparada para una presa específica. La inspección de rutina debe cubrir todas las partes de fácil acceso de la presa y sus componentes asociados (vertederos, compuertas, válvulas y estructuras de desagüe). La inspección visual debe extenderse al área agua abajo de la presa incluidos los ingletes y estribos y a cualquiera de las partes del perímetro del embalse en donde se haya determinado que se requiere información. Un esfuerzo adicional puede dirigirse a sitios particulares o signos específicos de algún posible deterioro. El ingeniero inspector debe estar alerta a los cambios ya sean favorables o desfavorables entre visitas sucesivas.
- **Inspección especial,** es la inspección que se requiere después de una gran crecida o sismo, o cuando se informan de eventos o lecturas de instrumentos inusuales. Esta inspección se ejecuta cuando ocurre eventos como: un incendio, sismo, crecida o falla y cuando ocurre cambios significativos en los niveles de agua del embalse, cambios programados y no programados en las operaciones normales o estándar, grietas, asentamientos, sumideros, fugas imprevistas y fallas en el talud.
- **Inspección intermedia,** es la inspección anual de las estructuras de la presa y el equipo, llevado a cabo por ingenieros calificados civiles, mecánicos y eléctricos, utilizando listas de comprobación de ítems preparados para una presa específica. Se deben realizar inspecciones intermedias al menos dos veces al año. Deben llevarse a cabo inspecciones de la seguridad del equipo de la presa al menos una vez al año. Durante las inspecciones intermedias, se debe ejecutar una total inspección de campo y un informe escrito, con la elaboración de una lista de comprobación y fotografías. Las Inspecciones Intermedias deben ser orientadas como inspecciones más formales,

generalmente anuales o semianuales, realizadas por el personal de operación y mantenimiento.

- **Exámenes de seguridad**, el examen de seguridad de la presa debe determinar si los métodos de monitoreo y vigilancia y sus frecuencias son adecuadas para detectar cualquier condición insegura de manera oportuna. El examen de la seguridad de la presa determinará si los datos del monitoreo han sido utilizados y analizados regularmente para asegurar la pronta detección de cualquier condición potencialmente insegura en la presa, estructuras accesorias y taludes del embalse. El examen de la seguridad de la presa debe incluir una visita al sitio muy amplia e inspección en campo de la presa y las estructuras accesorias y la documentación correspondiente.

8.9.2 Auscultación.- Las presas se construyen para crear grandes embalses de almacenamiento y, por lo tanto, son estructuras esenciales de los proyectos destinados al desarrollo de la cuenca en lo referente a regadíos, producción de energía eléctrica y otros aspectos económicos.

El agua retenida en un gran embalse crea un enorme potencial energético y debe ser sustentado por la presa a lo largo de toda su vida en servicios, con total seguridad.

Los objetivos de la auscultación para el comportamiento de una presa mediante aparatos de medida son los siguientes:

- **Objetivo**, el objetivo principal y más importante de la auscultación es obtener la información necesaria para comprobar el comportamiento y detectar cualquier indicio sobre condiciones adversas en cuanto a motivos, presiones, filtraciones, etc. y hacer una valoración continua de la seguridad de la presa durante la construcción, primer llenado y posterior explotación.
- **Comprobación del proyecto de la presa.**, además de suministrar datos sobre la "salud" de la presa, el examen de los datos acumulados sobre el comportamiento

estructural deducido de la auscultación, sirve para comprobar el comportamiento ofrecido con lo previsto teórica y experimentalmente.

- *Ajuste y mejoras en las técnicas de cálculo*, el proyecto de una presa supone generalmente unos estudios rigurosos y, a veces, complejos de las fuerzas que se basan en hipótesis conservadoras en lo que respecta a las características de los materiales y al comportamiento de la estructura. Las observaciones suministradas por los sistemas de auscultación y la valoración de la influencia de los distintos factores sobre el comportamiento estructural de la presa sirven para despejar estas incógnitas. Todo ello contribuye a un refinamiento y mejora de las técnicas de cálculo, de los ensayos estructurales, en las elecciones de los parámetros de proyecto para futuros diseños más concordantes y económicos.
- *Mejoramiento*, mejora de nuestros conocimientos de la influencia de los distintos parámetros sobre el comportamiento de la presa y desarrollo de criterios de proyecto más auténticos.
- *Información*, proporcionar información pronta sobre el comienzo o desarrollo de daños que puedan poner en peligro la seguridad de la presa, pudiendo tomar a tiempo las medidas correctas.

Los tipos de auscultación son los siguientes.

- **Auscultación hidráulica:** Las filtraciones se producen debido al contacto del agua con la presa, la cual se filtra a través del material. En las presas de tierra o escollera, debido al material que constituye la presa deben tener una mayor vigilancia. El aforador de filtraciones es, sin duda, el mejor indicador del comportamiento general de la presa. Su importancia reside en el hecho de que la filtración es una magnitud integral y, por tanto, refleja el comportamiento de toda la presa y no solo las situaciones puntuales. El caudal de filtraciones debe medirse a intervalos regulares, analizando el agua de filtración por si hay decoloración o turbiedad o por si se registra un aumento anormal durante las rutinas de inspección. En el interior de la presa se crea una presión intersticial cuya componente vertical produce una fuerza contraria al peso, que es desestabilizadora por ello se miden las presiones intersticiales en los materiales

de la presa y del cimiento de la presa para conocer si la distribución de presiones intersticiales y de subpresiones está conforme con lo previsto. El equipo empleado en estos sistemas de medida puede variar desde unos sencillos pozos para observar el nivel freático hasta sofisticadas boquillas para medir presiones que proporcionan registros de presiones en lugares concretos. Por razones exclusivamente de explotación, en todas las presas se mide continuamente el nivel de embalse. Es necesario saber su valor en cada momento para poder conocer el volumen de agua embalsada y que sirva de complemento a otro tipo de auscultación. En las regiones en donde las temperaturas alcanzan habitualmente temperaturas muy bajas, puede existir penetración de las heladas en las presas de materiales sueltos en una profundidad de varios metros y afectar a la parte superior del núcleo impermeable, compuesto generalmente por materiales susceptibles a las heladas. Debe medirse la profundidad que ha alcanzado la helada así como los levantamientos por congelación del terreno.

- **Auscultación térmica:** La medición de temperaturas, tanto del ambiente como del interior de la presa, tiene una gran importancia en el cálculo de tensiones en las presas de hormigón. El hormigón en masa está especialmente sometido a las tensiones inducidas por la temperatura derivada de la expansión o retracción, cuando los parámetros de la presa están expuestos directamente a la luz solar en épocas calurosas o a la presencia del viento muy frío. Para la medición de temperaturas en el interior de las presas de hormigón y para conocer su distribución durante las fases de construcción y explotación, se dejan embebidos termómetros de resistencia fundamentalmente en los bloques de mayor altura y en los dos bloques de los estribos.
- **Auscultación sísmica:** En todas las grandes presas deben instalarse dispositivos para medir la actividad sísmica. Los aparatos sísmicos (sismógrafos) se utilizan tanto en las presas de hormigón como en las de materiales sueltos para controlar los efectos de las vibraciones naturales (terremotos) como las vibraciones provocadas por actividades humanas (voladuras). Tales vibraciones podrían provocar deformaciones excesivas o una

licuefacción en una presa de materiales sueltos o en sus cimientos, lo que supondría una drástica disminución de la seguridad y a un aumento de la filtración. Los terremotos pueden causar también inestabilidad de los estribos o laderas del embalse. La mayor parte de la instrumentación sísmica consiste principalmente en dispositivos para registrar fuertes sacudidas (acelerógrafos) que miden la aceleración del terreno en dos o más planos. Estos aparatos consisten en una base embebida en una parte de la presa y en un acelerómetro u otros dispositivos de identificación del movimiento que registra la magnitud de la vibración de modo continuo durante un periodo de tiempo dado. Algunos aparatos funcionan de forma continua, mientras que otros requieren una ligera vibración para empezar a funcionar. Por lo general, se instala un sismógrafo en las proximidades de la base de la presa para registrar el sismo y su respuesta.

- **Auscultación deformacional y tensional:** La medida de los movimientos de traslación se lleva a cabo normalmente utilizando cierto tipo de técnicas topográficas. Todos los aparatos usados para este propósito tienen características comunes. Requieren ser altamente sensibles, una cuidadosa instalación de los puntos de medición y una gran precisión al hacer las observaciones.

Las medidas de los movimientos de traslación horizontal requiere generalmente el uso de teodolitos de precisión, un distanciómetro, péndulos o inclinómetros. En el muro se disponen los medios de observación instalando puntos o dianas permanentes en la coronación, y/o en los paramentos durante o inmediatamente después de la construcción. También se dispone de referencias en los estribos o en lugares suficientemente alejados de la presa para que no estén afectados por las deformaciones próximas que puedan producir la presa o el embalse. El método topográfico utilizado para este tipo de control es el de colimación. Este método consiste en estudiar el desplazamiento de cada uno de los bloques que configuran la presa independientemente. Se estaciona el teodolito en el hito topográfico existente en uno de los estribos de la presa. Primeramente visaremos a la mira fija situada en el estribo contrario de la presa. Hecha esta visual, y fijando el tornillo del movimiento horizontal visaremos a una mira fija

que iremos situando en las bases existentes en cada uno de los bloques que conforman el muro de la presa. Mediante un micrómetro acoplado en la parte inferior de estas la desplazaremos hasta hacer puntería. La medición de movimientos verticales tales como asientos o levantamientos puede llevarse a cabo con una nivelación topográfica o mediante dispositivos especiales colocados verticalmente. Los sistemas horizontales que miden asientos verticales están compuestos por aparatos basados en los vasos comunicantes. El asiento o levantamiento total puede determinarse rápidamente mediante observaciones en la presa. Las diferencias de cota que ocurren a lo largo del tiempo pueden determinarse fácilmente. Obviamente es importante determinar la cota inicial de los puntos de medida con gran precisión, de modo que sirva de referencia para comparar con ellas las cotas futuras determinadas en posteriores mediciones. Los movimientos relativos de una parte del muro o estructura de hormigón respecto a otra parte de las mismas o del cimiento, se miden generalmente mediante distintos tipos de aparatos de medida de deformaciones. Tales aparatos son los medidores de juntas, extensómetros y otras clases de aparatos de control de fisuras.

- **Auscultación geodésica:** Las medidas geodésicas fueron las que primero se utilizaron para controlar el comportamiento de una presa. Utilizando un equipo topográfico de cierta precisión, el método consiste en visar dianas⁹ colocadas en el paramento de aguas abajo de la presa, desde puntos supuestamente fijos situados aguas abajo de la estructura. De este modo se obtienen, después de cálculos laboriosos básicamente, los mismos resultados que los obtenidos con los péndulos. Este tipo de observaciones tiene por objeto la medición de corrimientos en diversos puntos de los paramentos, fundamentalmente en el de aguas abajo, pues el otro está cubierto por el agua en largos periodos, precisamente cuando, al estar cargada la presa, puede tener más interés la medición de sus corrimientos. El método consiste en medir ángulos de visuales a diversos puntos desde unos puntos fijos de observación, desde varias

⁹ Blanco de tiro, constituido habitualmente por una superficie en la que hay dibujadas varias circunferencias concéntricas

estaciones de observación en las laderas, aguas abajo de las presas y a suficiente distancia de ella, para que no puedan ser afectadas por sus movimientos y los del cimiento. Cuando esto no es posible de manera suficiente, las posiciones de estas estaciones se refieren, a su vez, a puntos más lejanos que puedan considerarse como fijos y poder corregir posibles movimientos de aquellas. En cada estación hay un bloque de hormigón dispuesto para colocar el teodolito en un punto perfectamente definido en sus tres coordenadas (x, y, z). Las estaciones deben estar cubiertas y cerradas lateralmente para aislarlas de los efectos de elementos ambientales externos, aunque, por supuesto, la visual ha de hacerse sin interferencias de un cristal en las ventanas u otros. Los puntos de medición se distribuyen por el paramento y las laderas. Para que sean localizadas a distancia, los puntos, señalados con un clavo, se enmarcan con un círculo, cuyo centro es el punto a observar. Como estas operaciones son lentas y complicadas, y requieren una elaboración posterior, se comprende que se hagan con intervalos de meses, por ejemplo una campaña en la estación fría y otra en la caliente, y a veces las intermedias. Para mayor precisión se suelen estas observaciones hacer de noche, para evitar las distorsiones accidentales debidas a la insolación parcial de la presa, la refracción atmosférica y la reverberación. La presa deberá estar bien iluminada, pero no solo para eso, sino como principio general de buena vigilancia, pues, además de para las mediciones, es muy importante para la visión directa, que permite observar defectos, filtraciones, etc.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

■ ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

P. Novack, A. IB. Moffat, C. Nalluri

Editorial MC Graw Gill- Segunda Edición

■ <http://www.miliarium.com/paginas/Normas/Instrucciones/IGP-CII.asp>

■ http://www.mappinginteractivo.com/plantilla-ante.asp?id_articulo=170

APÉNDICE A

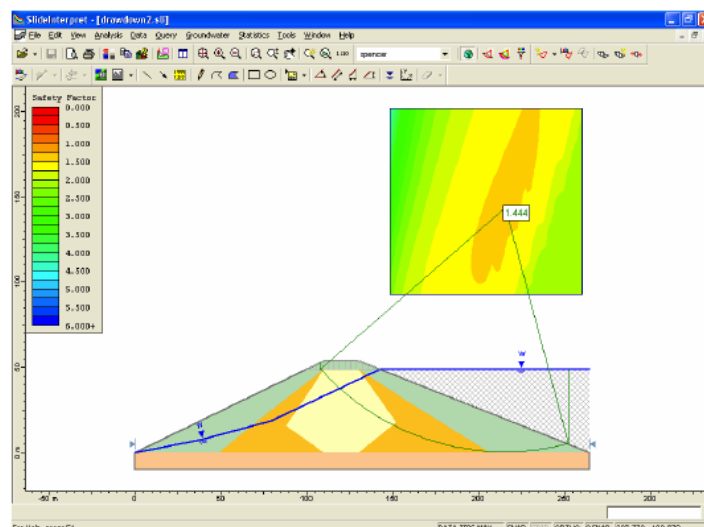
GUÍA DE MANEJO DEL PROGRAMA SLIDE v 5.0

A.1 INTRODUCCIÓN.

Slide 5.0 es un software disponible para el análisis de estabilidad de taludes. Este programa en 2D tiene un atractivo CAD (diseño con ayuda del ordenador) basado en la interfaz gráfica con una amplia variedad de modelos y además tiene opciones de interpretación de datos que permiten realizar un análisis completo y rápido.

Usando el programa Slide 5.0, se puede evaluar la estabilidad de falla circular y no circular en taludes de suelos y roca.

Fácilmente se modela la geometría de un talud complejo, se dibuja como se haría en cualquier CAD o importamos una imagen y digitalizamos encima de ella. Los taludes artificiales y naturales con estratos complejos, lentes de arcilla, se planean e incorporan fácilmente. La presa de tierra con el centro complejo y geometrías de pantallas también se planea fácilmente. El intérprete de los datos tiene un conjunto de herramientas que permite el despliegue conveniente de resultados ejemplares. Con el Slide 5.0, se puede muy rápidamente y fácilmente crear un modelo, realizar el análisis de estabilidad, e interpretar los resultados.



A.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Slide analiza la estabilidad en superficies de deslizamientos usando métodos de equilibrio límite con rodajas verticales. Analiza superficies de deslizamiento individuales o los métodos pueden ser aplicados para buscar y localizar la superficie del deslizamiento crítica para un talud dado.

Características:

- Métodos de búsqueda de la superficie crítica para superficies de deslizamiento circular o no circular.
- Bishop, Janbu, Spencer, GLE /Morgenstern- Price y otros métodos de análisis.
- Múltiples materiales. Anisotrópicos, materiales no-lineales Mohr-coulomb y otros.
- Agua subterránea a presión, factores R_u , red de presiones de poro, o el análisis de infiltración.
- Carga externa lineal, distribuida o sísmica.
- Soportes, geotextiles, pilotes. Análisis de fuerzas de apoyo requeridas.
- Vista de cualquiera o todas las superficies generadas por la búsqueda. Los resultados individuales detallados pueden trazarse para las superficies de deslizamiento.

A.3 ANÁLISIS DE AGUAS SUBTERRÁNEAS.

El Análisis de Groundwater (aguas subterráneas) en Slide permite al usuario definir fácilmente y analizar un problema de agua subterránea, usando el mismo modelo en cuanto al problema de estabilidad de taludes. Los límites del problema sólo necesitan ser definidos una vez, y se usará para el análisis del groundwater y el análisis de estabilidad de taludes.

A.4 GUÍA DE MANEJO.

En esta guía didáctica se mostrará algunos de los rasgos básicos de como rápidamente y fácilmente un modelo puede ser creado y analizado con el programa.

Ejecute el programa Slide haciendo doble clic en el icono de Slide en la carpeta de la instalación o del menú de Inicio, seleccione:

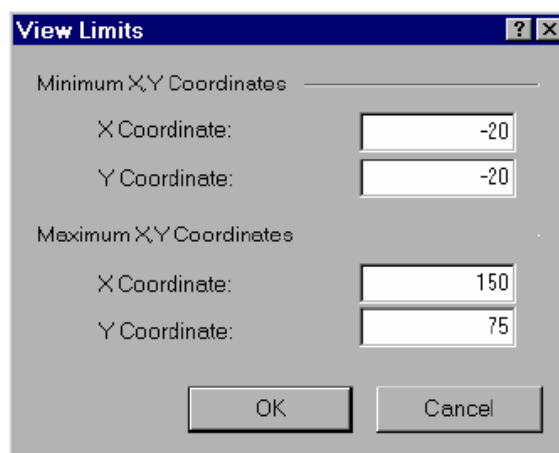
Programas → Rocscience → Slide 5.0 → Slide.

Note que cuando el programa Slide empieza, un nuevo documento ya se abre, permitiendo empezar a crear un modelo inmediatamente.

A.4.1 Delimitar.- Primero pondremos los límites de la región del dibujo, para que nosotros podamos ver el ejemplar creado entrando en la geometría.

Seleccione: **View → Limits**

Luego de ingresar las coordenadas del mínimo y el máximo para x-y en el diálogo de Límites de Vista. Seleccione **OK**.



Diálogo: Límites de la vista.

Estos límites centrarán al modelo aproximadamente en la región dibujada.

A.4.2 Escenas del proyecto.- Nosotros necesitamos poner un escenario al Proyecto, para esta guía didáctica se examina el diálogo Escenas del Proyecto brevemente.



o seleccione: **Analysis** → **Project Settings**

Project Settings

General | Methods | Groundwater | Statistics | Random Numbers

Project Title
Quick Start Tutorial

Units of Measurement
☒ Metric ☐ Imperial

Data Output
☒ Standard ☐ Maximum

Failure Direction
☒ Right to Left ☐ Left to Right

Maximum Number of Properties
Materials: 20
Support: 20

OK Cancel

Diálogo: Escenas del proyecto.

Varios modelos importantes y opciones de análisis son fijados en el diálogo de Escenas del Proyecto, incluso la dirección de falla, las unidades de medida, métodos de análisis y el Método de Groundwater (agua subterránea).

A.4.3 Entrada de los límites o bordes.- El primer límite que debe definirse para cada modelo de deslizamiento, es el LÍMITE EXTERNO.

El Límite Externo en el programa es un polilínea cerrada abarcando la región de suelo que se desea analizar. UN LÍMITE EXTERNO debe definirse para cada modelo de deslizamiento.

En general:

- Los segmentos superiores del Límite Externo represente la superficie del talud que se está analizando.
- La izquierda, derecha y magnitudes inferiores del límite Externo son arbitrarios, y puede extenderse tan lejos fuera como el usuario requiera juzgar para un completo análisis del problema.

Para agregar el Límite Externo, seleccione **Add External Boundary** de la barra de herramientas o del menú **Boundaries**.

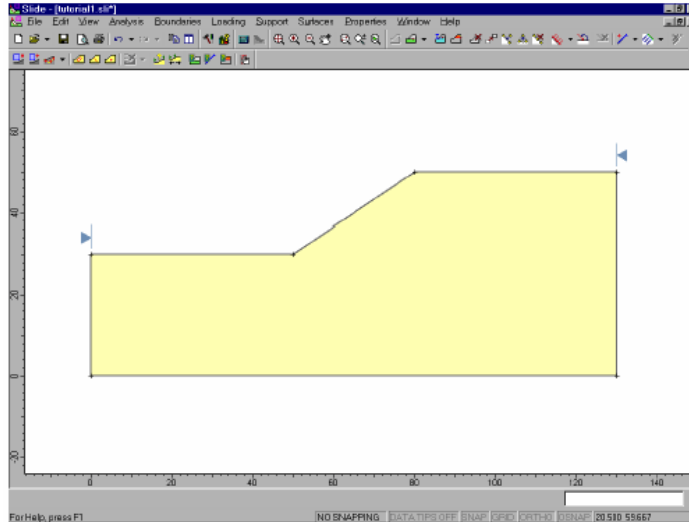


o seleccione: **Boundaries** → **Add External Boundary**.

Ingresa las coordenadas de los vértices del límite externo en la línea puntual al lado derecho del fondo de la pantalla.

```
Enter vertex [esc=quit]: 0 0
Enter vertex [u=undo,esc=quit]: 130 0
Enter vertex [u=undo,esc=quit]: 130 50
Enter vertex [c=close,u=undo,esc=quit]: 80 50
Enter vertex [c=close,u=undo,esc=quit]: 50 30
Enter vertex [c=close,u=undo,esc=quit]: 0 30
Enter vertex [c=close,u=undo,esc=quit]: c
```

Ingresando c después de que el penúltimo vértice ha sido ingresado, automáticamente se conecta al último vértice (cierra el borde), y se agrega el borde externo. Su pantalla debe parecer ahora como sigue:



Límite externo creado.

Nota:

- También puede ingresarse los límites gráficamente, pulsando el botón izquierdo del ratón en las coordenadas que deseamos.
- La opción instantánea debe usarse para ingresar las coordenadas de manera exacta.
- Cualquier combinación de entrada gráfica y puntual puede usarse para ingresar los vértices del límite.

A.4.4 Superficies de deslizamiento.- Se puede analizar la estabilidad de superficies de falla circular o no circular. Superficies pueden ser analizadas, o puede realizarse una búsqueda de la superficie crítica, para encontrar la superficie del falla con el factor de seguridad más bajo.

En esta guía didáctica, nosotros realizaremos la búsqueda de la superficie más crítica, para una superficie de deslizamiento circular.

En el programa existen 3 métodos de búsqueda disponibles para superficies de deslizamiento circulares:

Grid Search (Búsqueda de red), **Slope Search** (búsqueda de talud) y **Auto Refine Search** (búsqueda propia pulida).

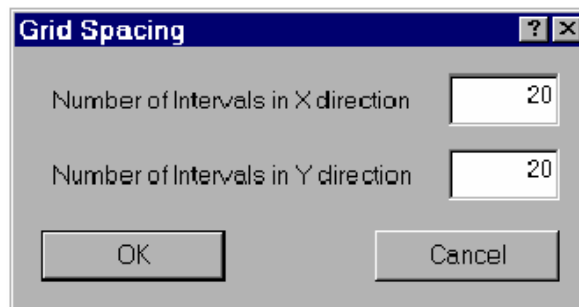
Nosotros usaremos el **Grid Search**, el cual es el método por defecto del programa. Una búsqueda de red requiere una red de centros de deslizamiento.

A.4.5 Auto Grid (red propia).- Puede definirse la red de centros de deslizamiento por el usuario (Opción **Add Grid**) o automáticamente será creado por el programa (Opción **Auto Grid**). Para esta guía didáctica nosotros usaremos la opción de **Auto Grid**.



o seleccione: **Surfaces** → **Auto Grid**

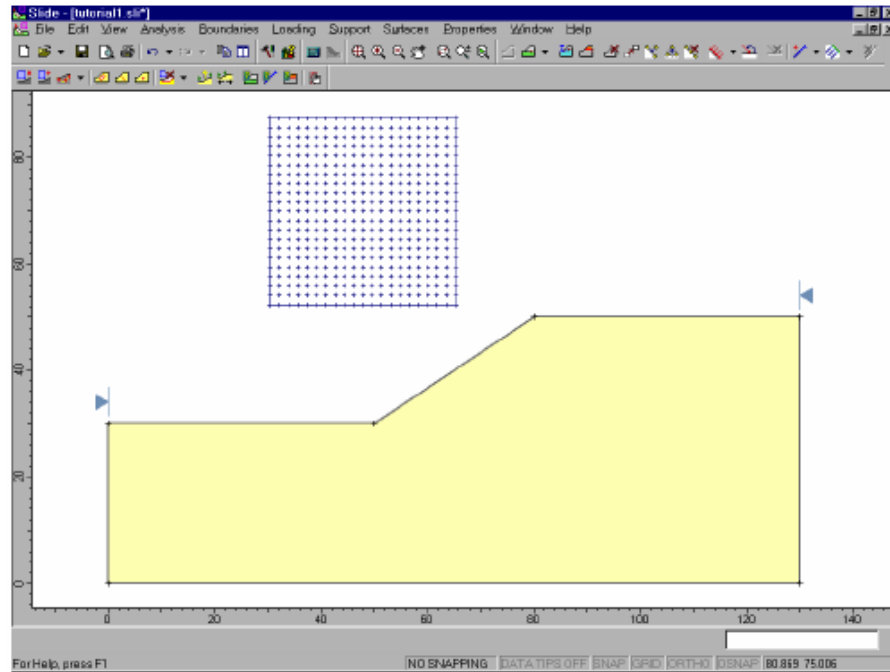
Usted verá el diálogo **Grid Spacing**. Nosotros usaremos el número por defecto de intervalos (20 x 20), simplemente seleccionando OK la red se creará.



Diálogo: Espaciamiento de la red.

NOTA: Por defecto, las situaciones reales de los centros de deslizamiento dentro de la red no se despliega. Usted puede encenderlos en el diálogo de **Display Options** (opciones de despliegue). Pulse el botón derecho del ratón y seleccione **Display Options** del menú mostrado. Marcar la opción “**Show grid points on search grid**” (Muestre la red durante la búsqueda de red”, y seleccione **Close**.

Su pantalla debe parecer como sigue:



Red de centros de deslizamiento creado con Auto Grid.

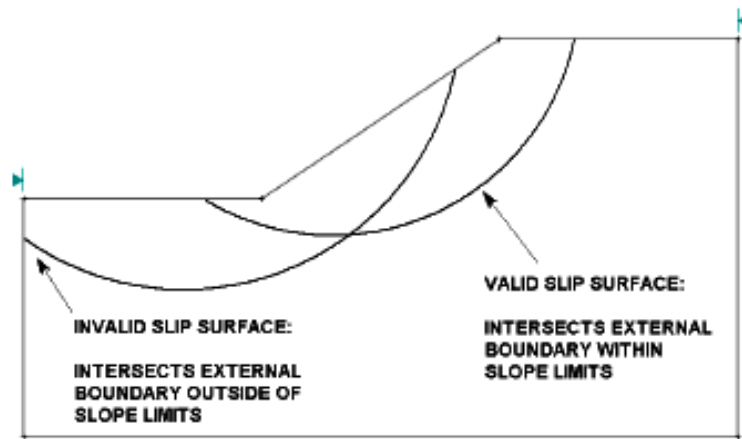
Note que los 20 x 20 intervalos que espacian dan una red de $21 \times 21 = 441$ centros de deslizamiento.

Cada punto en la red de centros de deslizamiento, basado en el extremo del talud y el incremento del radio determina el radio de un círculo. Para definir el incremento del radio entrar en el dialogo **Surface Options** y determinar el número de círculos generado a cada punto de la red.

A.4.6 Extremos del talud.-Cuando se crea el Límite Externo, notará los dos marcadores triangulares desplegados a la izquierda y derecha de la superficie del Límite Externo, estos son los extremos del talud. Los extremos del talud son automáticamente determinados por el programa cuando el Límite Externo se crea, o en cualquier momento que se hacen correcciones en el Límite Externo (Ej.: movimiento de vértices).

El extremo del talud tiene dos propósitos en el análisis de la superficie circular en un talud:

1. FILTRADO- Todas las superficies de deslizamiento deben intersectar el Límite Externo, dentro los extremos del talud. Si los puntos de inicio y fin de la superficie de deslizamiento no están dentro de los extremos del talud, entonces la superficie de deslizamiento está descartada (no se analiza). Ver la figura.



Filtrado: Extremos del talud para superficies válidas.

2. GENERACIÓN DEL CÍRCULO.- Las secciones del Límite externo entre los extremos del talud definen la superficie del talud a ser analizada. La superficie del talud es usada para generar el deslizamiento circular para una búsqueda de red, como sigue:

- Para cada deslizamiento con centro en un punto de la red, el Mínimo y Máximo radio conveniente son determinados, basado en las distancias desde el centro de deslizamiento a la superficie del talud, como se muestra en la figura 9.7.
- El Incremento del Radio se usa para determinar el número de círculos de deslizamiento generados entre el mínimo y máximo radio de círculo a cada punto de la red.

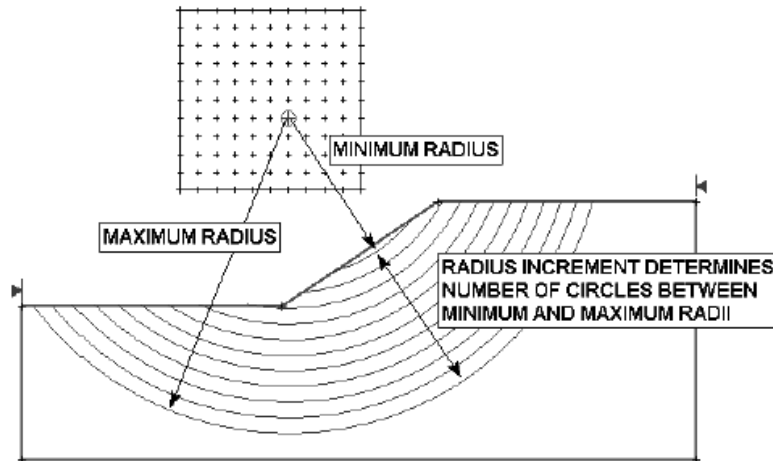
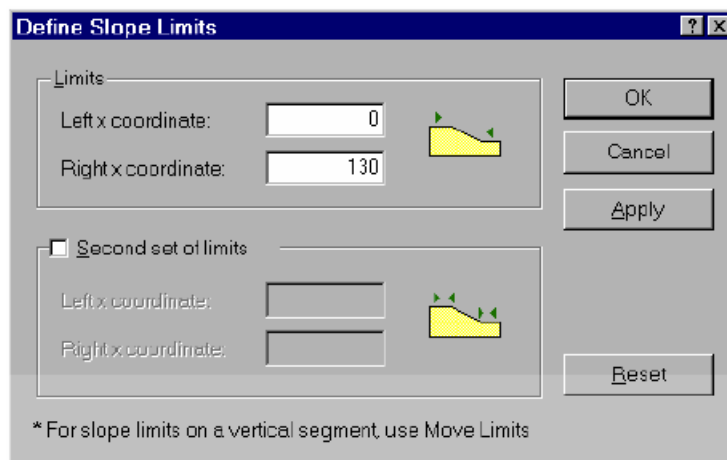


Figura 9.7. Método de generación de círculos de deslizamiento, usando los extremos del talud e incremento del radio.

A.4.7 Cambio de los extremos del talud.- Si se desea estrechar la red a áreas más específicas del modelo, los extremos del talud pueden personalizarse con el diálogo **Define Limits**.



o seleccione: **Surfaces** → **Slope Limits** → **Define Limits**

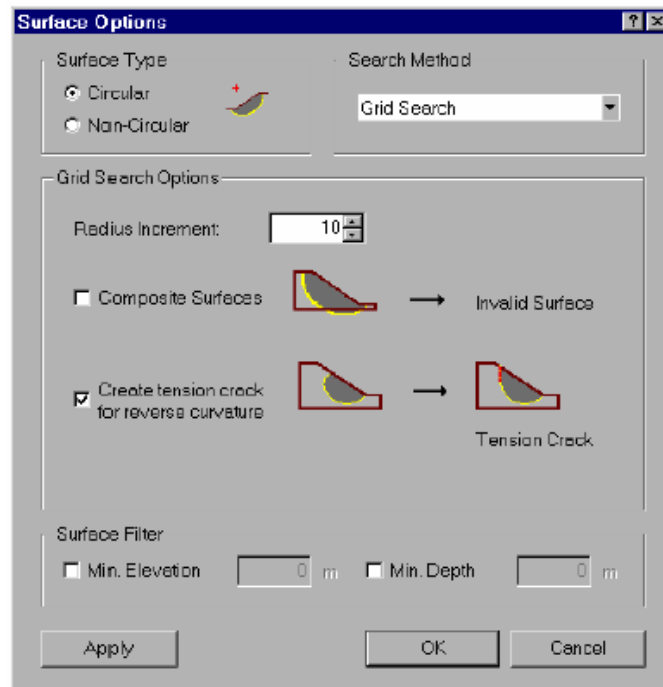


Diálogo: Definir los extremos del talud.

El diálogo definir los extremos del talud permite al usuario personalizar el extremo del talud izquierdo y derecho, o incluso definir dos juegos de extremos.

NOTA: Los Extremos del talud también pueden moverse gráficamente, usando el ratón, con la opción **Move Limits** (Movimiento de límites).

A.4.8 Opciones de superficie.- Demos una mirada al diálogo de Opciones de Superficie. Seleccione: **Surfaces** → **Surface Options**



Diálogo: Opciones de superficie.

Nota:

- El tipo de superficie predefinido es circular que es el que nosotros usaremos para esta guía didáctica.
- El Incremento del Radio usado para la búsqueda de la red, es ingresado en este diálogo.
- Nosotros usaremos las Opciones de la Superficie predefinidas.

A.4.9 Agregar límites de materiales.- Se usan los límites de materiales para definir los límites entre zonas de materiales diferentes dentro del límite externo.



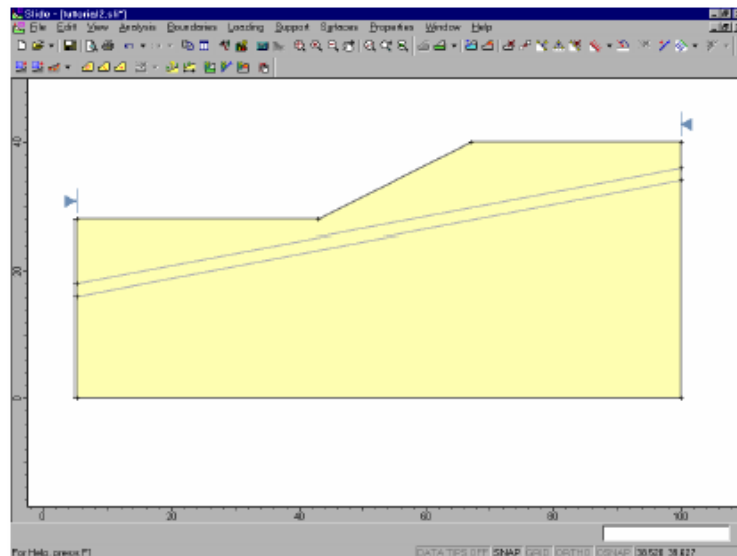
o seleccione: **Boundaries** → **Add Material Boundary**

Desde que nosotros planeamos con anticipación, podemos colocar vértices en donde exista cambio de material en el límite externo, lo cual nos permitira graficar con “**Snap**”.

Primero se asegura que la opción **Snap** este habilitada, la cual se encuentra en la parte baja de la pantalla del programa. Cuando **Snap** se habilita, el cursor cambia a un círculo cuando se posiciona encima de un vértice, permitiéndole llegar exactamente en el vértice haciendo clic izquierdo con el ratón.

Una vez dibujado la separación entre materiales pulse el botón derecho del ratón y seleccione **Done** (hecho).

Un modelo con dos separaciones debe verse como sigue:



Límites externos y límites de materiales.

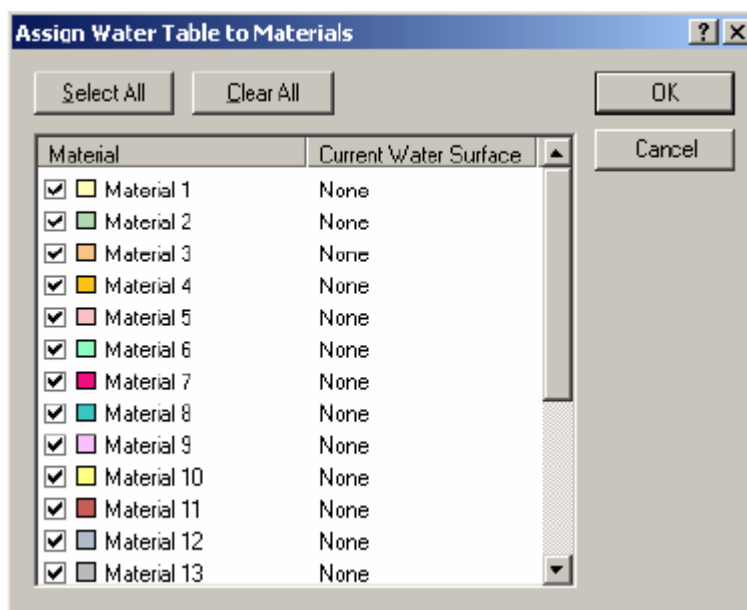
A.4.10 Agregar agua.- Para agregar el agua, entramos a:



o seleccione: **Boundaries** → **Add Water Table**

Estando en el modo **Snap**, podemos usar el ratón para ingresar el primer vértice en el límite externo, e ingresando el resto de los vértices en la línea inferior disponible tal como se ingresó los vértices del límite externo.

Usted verá ahora el diálogo **Assign Water Table**:



Diálogo Assign Water Table

Este diálogo le permite asignar el agua a los materiales, seleccionando la casilla de verificación para los materiales deseados. El agua debe asignarse a los materiales, para que el programa sepa cómo calcular la presión del poro para cada material.

Por defecto, cuando usted agrega una superficie de agua, todas las casillas de verificación, en el diálogo se seleccionan, después seleccione OK. La superficie de agua

será agregada al modelo, y automáticamente se saturará todos los materiales seleccionados en el modelo que se encuentren por debajo de esta.

El asignando de agua a los materiales, también se puede realizar al definir las propiedades de los materiales. Pero el asignar en el diálogo de Superficie de agua simplemente es un atajo conveniente, que permite asignar el agua enseguida a todos los materiales, en lugar de asignar individualmente con el diálogo para definir las propiedades de los materiales.

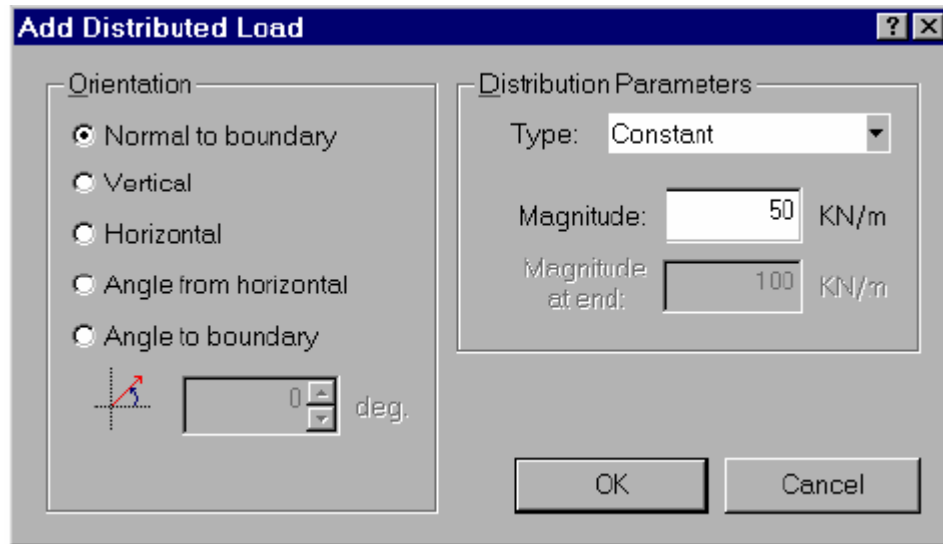
El agua debe ser definida para todos los materiales para que la presión de poros pueda ser calculada, si no es asignada, entonces el análisis no será capaz de calcular la presión de poros para las superficies de deslizamiento donde el agua no se define, y el factor de seguridad no se calculará. Por consiguiente, siempre asegúrese que el agua este aplicado a todas las zonas de materiales del modelo, o el talud no será analizado donde el agua no es definida.

A.4.11 Agregar cargas.- En el programa, puede definirse las cargas externas como cargas concentradas en línea o las cargas distribuidas. Para agregar una carga uniformemente distribuida seleccione **Add Distributed Load** (agregar carga distribuida) de la barra de herramienta o del menú **Loading**.



o seleccione: **Loading** → **Add Distributed Load**

Usted verá el diálogo para agregar carga distribuida.



Diálogo: Adicionar carga distribuida.

Ingresa en el dialogo la magnitud y los otros parámetros. Seleccione OK.

Ahora cuando usted mueva el cursor verá una pequeña cruz que sigue al cursor. Se puede ingresar la carga gráficamente, pulsando el botón izquierdo del ratón cuando la cruz roja está en el punto inicial y final de la carga distribuida. Para ingresar las coordenadas exactas, ingresar las coordenadas en la línea puntual inferior derecha.

La carga distribuida se agrega a la modelo después de ingresar el segundo punto.

La carga distribuida es representada por flechas rojas, entre los dos puntos que se ingresó. La magnitud también se observa.

Es importante que las verdaderas UNIDADES de la magnitud de carga distribuida, sea KN/m^2 (fuerza por la unidad de área). Las unidades mostradas en el diálogo son (KN/m) referido al modelo en 2 dimensiones. El análisis de equilibrio límite se realiza en un talud de ancho de 1 metro, la magnitud de la carga por metro lineal a lo largo del límite del talud, es igual a la magnitud de carga por metro cuadrado.

A.4.12 Propiedades.- Para definir las propiedades de los materiales seleccione **Define Materials** de la barra de herramientas o del menú **Properties** (propiedades).



o seleccione: **Properties** → **Define Materials**

Ingresa las propiedades de cada material en cada pestaña del dialogo **Define Materials Properties**.

Diálogo: Definir propiedades de los materiales.

Ingresa los parámetros mostrados en la figura anterior. La superficie de agua (Water Surface) será igual a Water Table, cuando hemos asignamos el agua a todos los materiales del modelo.

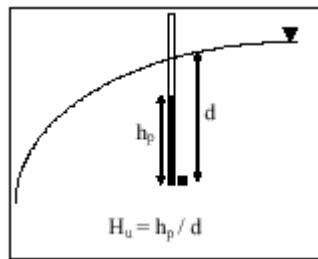
Cuando todos los parámetros se ingresan para el primer material, seleccionamos la segunda etiqueta e ingresamos sus propiedades, y repetimos el procedimiento para los diferentes materiales que tengamos. Seleccionamos OK cuando terminamos de ingresar las propiedades de todos los materiales.

Note lo siguiente sobre los parámetros de Agua:

- Water Surface = Water Table, el nivel de agua ingresada se usará para los cálculos de presión de poro para el material.

Para los usuarios poco familiarizados con el Valor de H_u :

- El coeficiente de H_u se define como un factor, donde la distancia vertical a un nivel de agua (o línea piezo) se multiplica para obtener la cabeza de presión. Puede variar entre 0 y 1. $H_u = 1$ indicaría condiciones hidrostáticas y $H_u = 0$ indicarían un suelo seco. Se usan los valores de intermedio para simular la pérdida debido a la filtración, como mostrado en la figura.

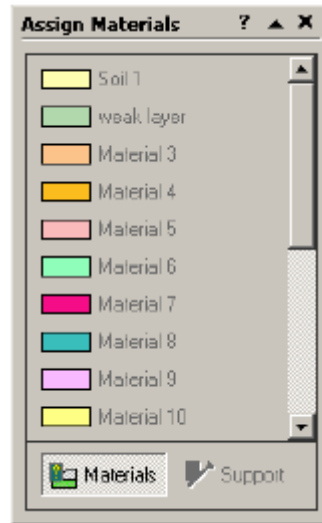


A.4.13 Asignar Propiedades.- Desde que nosotros definimos varios materiales, será necesario asignar las propiedades a las regiones correctas del modelo, usando la opción **Assing Properties**. Seleccione **Assing Properties** de la barra de herramientas o del menú **Properties** (propiedades).



o seleccione: **Properties** → **Assign Properties**

Usted verá el dialogo para Asignar las Propiedades siguiente:



Diálogo: Asignar materiales

Antes de que procedamos, note que:

Por defecto, cuando se crean los límites, el programa asigna automáticamente a todas las regiones del modelo las propiedades del primer material del dialogo **Define Material Properties**.

Por consiguiente, necesitaremos solo asignar las propiedades a los otros tipos de materiales. Para asignar las propiedades a otras capas tomarán sólo dos clics del ratón por cada material:

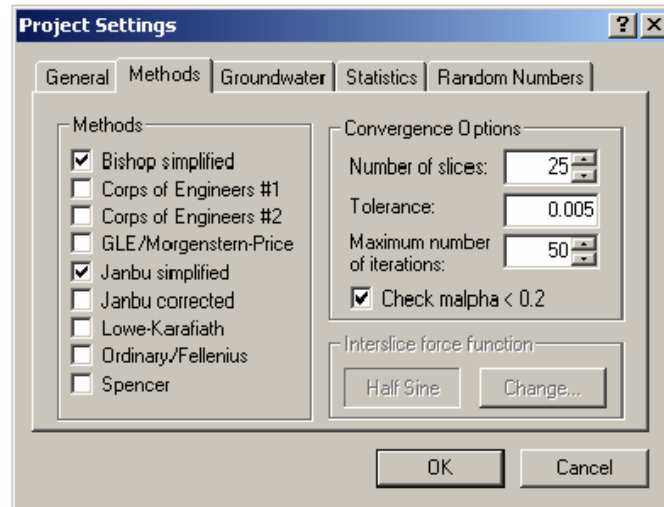
1. Use el ratón para seleccionar el “el material a asignar”, en el dialogo **Assign Properties** (los nombres de los materiales son los nombres que se ingresaron en el dialogo Define Material Properties).
2. Coloque el cursor en cualquier parte de “la capa de material a asignar” del modelo (en cualquier parte de la región entre dos límites de materiales), y pulsar el botón izquierdo del ratón.

Entonces se asignan las propiedades. Una vez asignado las propiedades a las distintas capas de materiales cierre el dialogo Asignar Propiedades.

A.4.14 Métodos de análisis.- Antes de que nosotros ejecutemos el análisis, examinaremos los métodos de análisis que están disponibles en el programa.



o seleccione: **Análisis** → **Project Settings**



Diálogo: Métodos de análisis.

Seleccione la etiqueta **Methods** en el diálogo de **Project Settings** (Escenas de Proyecto).

Por defecto, los métodos de análisis de equilibrio límite de Bishop y Janbu, son los métodos de análisis seleccionados. Sin embargo, el usuario puede seleccionar cualquiera o todos los métodos de análisis que se analizarán cuando se seleccione calcular. Vea la Ayuda del programa para la información sobre los diferentes métodos de análisis y las suposiciones usadas en cada método.

A.4.15 Calcular.- Antes de analizar, guardar el archivo. (En SLIDE los archivos tienen un nombre de fichero de extensión SLI).



o seleccione: **File** → **Save**

Use el diálogo **Save As** para guardar el archivo. Entonces estará listo para ejecutar el análisis.



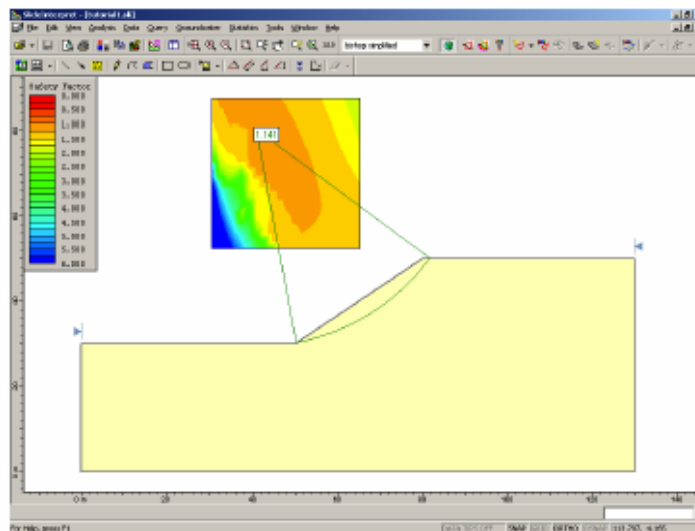
o seleccione: **Análisis** → **Compute**

El botón **Compute** (calcular) procederá a realizar el análisis. Esto debe tomar sólo unos segundos. Cuando es completado, estará listo para ver los resultados en **INTERPRET** (intérprete).

A.4.16 Intérprete.- Para ver los resultados del análisis entre en:



o seleccione: **Análisis** → **Interpret**



Resultados de la búsqueda de la red.

Entonces empezará el **INTÉRPRETE** del programa. Usted verá la figura anterior.

Por defecto, cuando un archivo analizado se abre en el INTÉRPRETE, usted siempre verá:

- La superficie de deslizamiento mínima global para el método de análisis Bishop simplificado (si un análisis de Bishop se realiza).
- Si una búsqueda de la red se ha realizado, usted verá los contornos del factor de seguridad en la red de centros de deslizamiento. Los contornos son basados en el MÍNIMO factor de seguridad calculado en cada centro de deslizamiento de la red.

La superficie de deslizamiento Mínima Global, y la red contorneada son ambos visibles en la figura anterior.

A.4.17 Superficie de deslizamiento mínima global.- Para el método de análisis dado, la superficie de deslizamiento Mínima Global es la superficie de deslizamiento con el factor de seguridad más BAJO, de todas las superficies de deslizamiento analizadas.

El método de análisis se despliega en la barra de herramientas en la parte superior de la pantalla INTERPRET del programa.



El factor de seguridad Mínimo Global se despliega al lado del centro de deslizamiento para la superficie.

Para ver el factor de seguridad Mínimo Global para otros métodos del análisis, simplemente use el ratón para seleccionar un método bajando en la lista en la barra de herramientas.

Mientras el método del análisis se selecciona en la barra de herramientas, si se tiene un ratón con una rueda, usted se puede desplazar a través de los métodos del análisis moviendo la rueda del ratón. Esto le permite comparar el análisis rápidamente, sin tener que seleccionar el método del análisis cada rato.

Es muy importante hacer notar lo siguiente:

El término “Mínimo Global” debe usarse con mucho cuidado. Las superficies Mínimas Globales desplegadas después de un análisis, son buenas de acuerdo a los métodos de la búsqueda y parámetros usados.

El despliegue de la superficie Mínima Global, puede ser ocultada o mostrada seleccionando la opción **Global Minimum** (Mínima Global) de la barra de herramientas o del menú **Data**.



o seleccione: **Data → Global Minimum**

El Mínimo Global se ocultara.

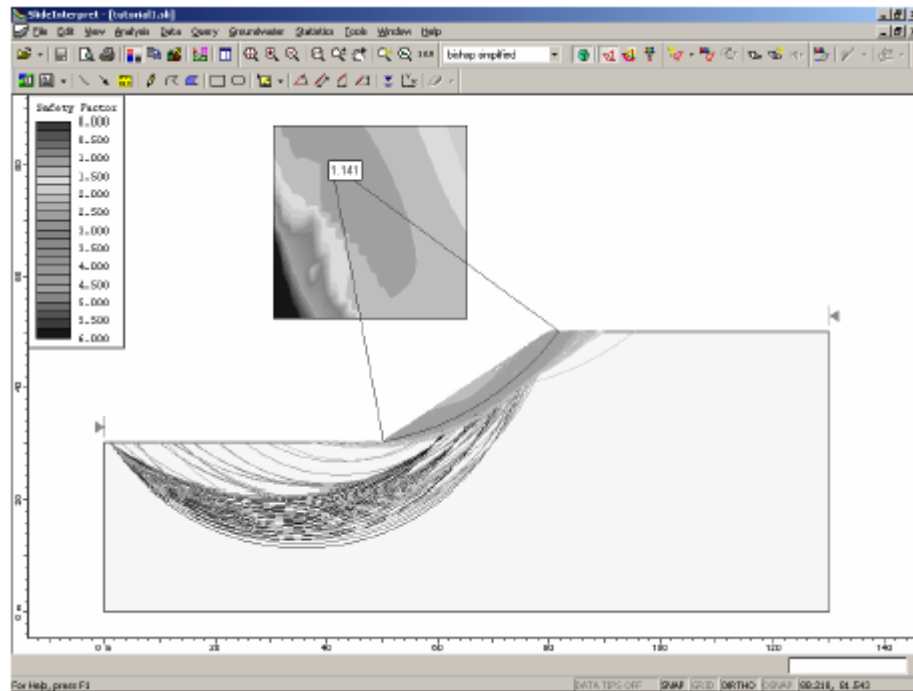
Seleccione: **Data → Global Minimum**

Entonces el Mínimo Global se despliega.

A.4.18 Viendo las superficies mínimas.- Para ver la superficie generada por el mínimo factor de seguridad en cada punto de la red, seleccione la opción de **Minimum Surfaces** (Superficies Mínimas) en la barra de herramienta o del menú **Data**.



o seleccione: **Data → Minimum Surfaces**



Búsqueda de la superficie circular – Superficies mínimas mostradas.

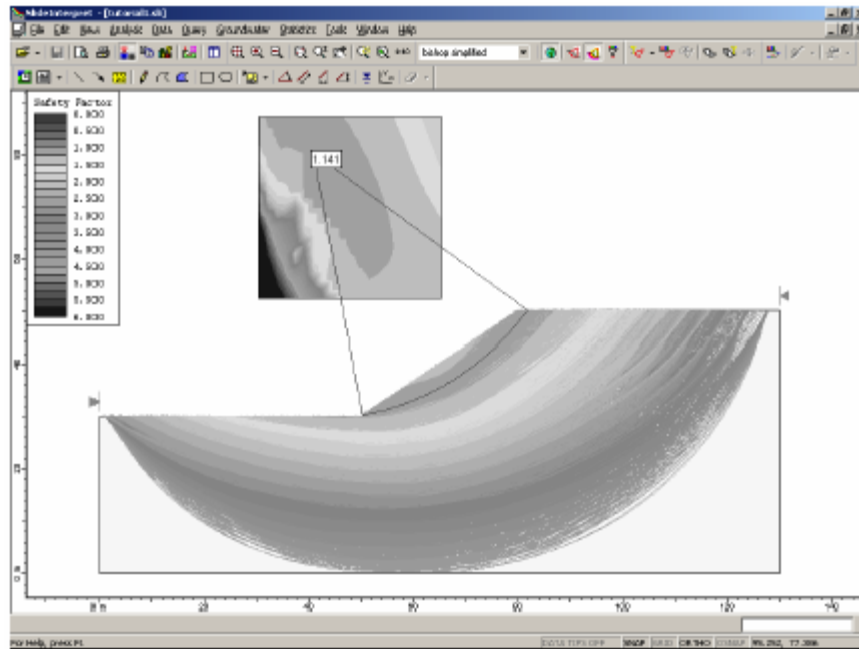
Como se muestra en la figura, el programa dibujará con colores el mínimo de las superficies de deslizamiento.

Las superficies mínimas corresponden al método de análisis actualmente seleccionado en la barra de herramientas.

A.4.19 Vista de todas las superficies.-Para ver todas las superficies de deslizamientos válidas globales generadas por el análisis, seleccione la opción **All Surfaces** (todas las superficies) de la barra de herramientas o el menú **Data**.



o seleccione: **Data** → **All Surfaces**



Búsqueda de la superficie circular – Vista de todas las Superficies.

De nuevo, verá que las superficies de deslizamiento son codificadas con colores según el factor de seguridad, este factor de seguridad variará según el método de análisis escogido.

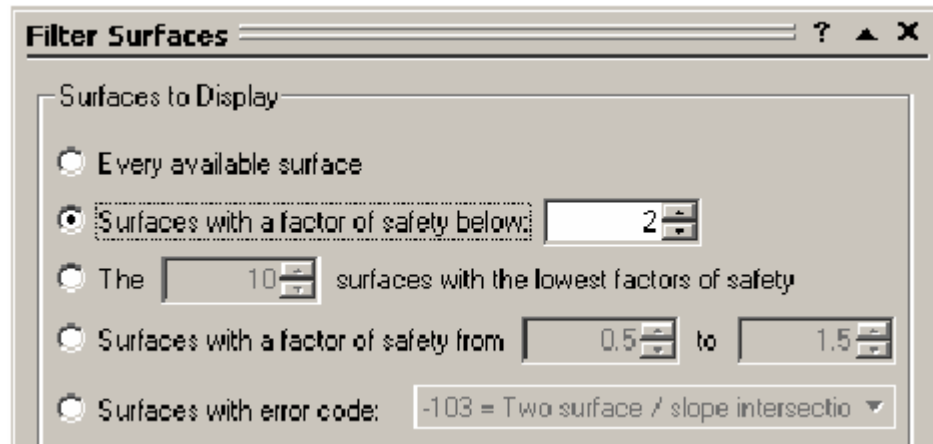
La opción de **Todas las Superficies** es muy útil para visualizar todas las superficies válidas generadas por el análisis. Puede ver:

- Las áreas en que se concentra la búsqueda.
- Áreas que a cubierto insuficientemente el análisis, para hacer necesario un cambio en la búsqueda.

A.4.20 Filtro de superficies.- Al desplegar las Superficies Mínimas o Todas las superficies, como se describió anteriormente, usted puede filtrar las superficies que le gustaría ver, usando la opción **Filter Surfaces** que aparece en la barra de herramientas o del menú **Data**.



o seleccione: **Data** → **Filter Surfaces**



Opción: Filtro de Superficies.

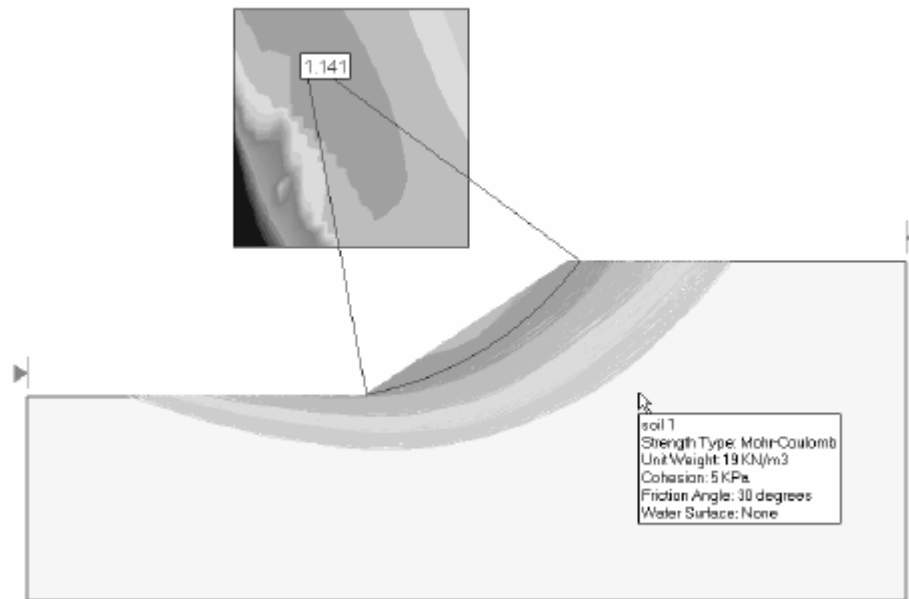
El filtrando pueden hacerse por el factor de seguridad, o por un número específico de superficies más bajas (Ej: Las 10 superficies con factor de seguridad más bajas). Para ver los resultados de aplicar el filtro, use el botón **Apply** y luego **Done**.

A.4.21 Filtro de datos.- El **Data Tips** le permite al usuario obtener información del análisis simplemente poniendo el cursor del ratón encima de cualquier parte del modelo o posición en la pantalla.

Para habilitar el filtro de datos, haga clic en **View** y haga clic en **Data tips**. Por defecto debe indicar tipos de datos desactivado (**Data tips off**). Cuando usted entra encontrara 3 modos diferentes: Desactivado (**off**), **Min** y **Max**.

Active en una opción y mueva el cursor del ratón encima del modelo, usted verá que se despliegan las propiedades del material. Ponga el cursor encima de las diferentes partes del modelo, y vea que información se despliega. Generalmente toda la información disponible del modelo son los datos usados, por ejemplo:

- El factor de seguridad para la superficie de deslizamiento, el centro y el radio.
- Las coordenadas del vértice.
- Las coordenadas de la red.
- Los valores extremos de centros de deslizamientos dentro de la red.
- Las coordenadas de los extremos del talud.
- Las propiedades de apoyo.
- Etc.

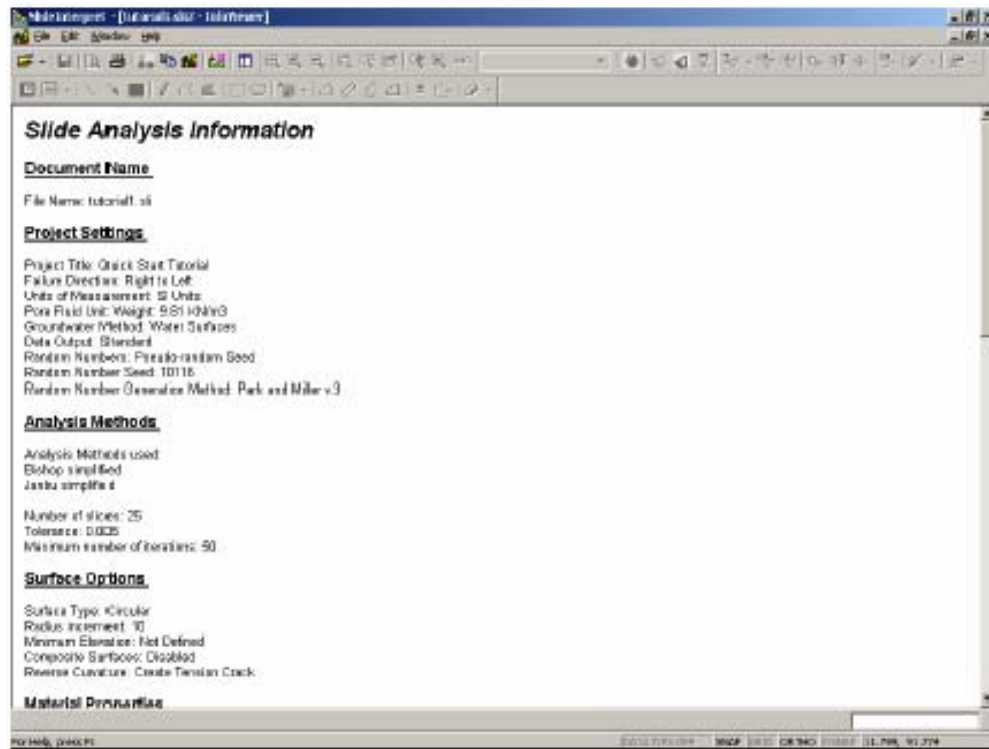


Tipos de datos: Despliegue de las propiedades del material.

A.4.22 Visualizador de información.- La opción **Info Viewer** (Visualizador de información) de la barra de herramientas o del menú **Análisis**, despliega un resumen de la información del modelo y su análisis.



o seleccione: **Analysis** → **Info Viewer**



Visualizador de información del programa.

La información puede copiarse al portapapeles usando la opción **Copy** de la barra de herramientas o del menú **Edit**, o haciendo clic derecho en la vista y seleccionando **Copy**. Del portapapeles, la información puede pegarse en otra aplicación para la escritura del informe.

La información también puede guardarse como un archivo de texto (*.txt), o un archivo de texto- rico (*.rtf – conservando el formato, como el desplegado en el Visualizador de información). La opción de **Save as** de archivos de texto está disponible en el menú **File** (mientras el Visualizador de información está activo), o haciendo clic derecho en la vista de Visualizador de información.

La información también puede enviarse directamente a imprimir usando la opción de Impresión en la barra de herramientas o del menú Archivo (File).

A.4.23 Herramientas de dibujo.- En el menú **Tools** (Herramientas) o la barra de herramientas personalizando, una variedad de opciones de dibujo están disponibles. Nosotros demostraremos brevemente algunas de estas opciones.

Primero, agreguemos una flecha apuntando a la superficie Mínima global. Seleccione la opción de la Flecha (**Arrow**) de la barra de herramientas o el menú Herramientas (**Tools**).



o seleccione: **Tools** → **Add Tool** → **Arrow**

Pulse el botón izquierdo del ratón en dos puntos en la pantalla, para agregar una flecha que apunta a la superficie Mínima Global. Ahora agregue algún texto.



o seleccione: **Tools** → **Add Tool** → **Text Box**

Pulse el botón izquierdo del ratón en un punto cerca de la cola de la flecha y agregue en el diálogo el texto lo que desea. El diálogo de texto permite escribir cualquier texto y agregarlo a la pantalla. La opción del **Auto-text** puede usarse para anotar los datos de entrada y datos de salida, por ejemplo:

- En el diálogo de Texto, seleccione el Mínimo Global con “+” en la casilla. Entonces seleccione el Método en la casilla de verificación.
- Ahora seleccione el botón **Insert Auto-text**. La información de la superficie mínima para el método seleccionado, se agregará al área izquierda del diálogo de texto.
- Ahora seleccione **OK**. El texto se agrega a la vista

Los dibujos agregados a través de las herramientas, pueden guardarse, para que no se tenga que volver a crear cada que se abre un archivo. La opción **Save tools** de la barra de

herramientas o del menú Archivo (File), guardará el archivo automáticamente con el mismo nombre del archivo correspondiente al programa. En este caso, el archivo se abrirá automáticamente cuando el archivo se abre en INTERPRET. Los archivos de las herramientas tienen una extensión *.SLT.

A.4.24 Exportado de imágenes.- En el programa varias opciones están disponibles para exportar los archivos de imagen.

■ Exportar imagen.

La opción **Export Image** (Exportar imagen) del menú **File** o pulsando el botón derecho, permite guardar la vista actual directamente a uno de cuatro formatos de archivo de imagen:

JPEG (*.jpg)

Windows Bitmap (*.bmp)

Windows Enhanced Metafile (*.emf)

Windows Metafile (*.wmf)

■ Copiar al Portapapeles

La vista actual también puede copiarse al portapapeles de Windows usando la opción **Copy** en la barra de herramientas o del menú. Esto pondrá la imagen en el portapapeles para que pueda pegarse directamente a otras aplicaciones.

■ Imágenes blanco y negro (Escala de grises)

La opción de **Grayscale**, disponible en la barra de herramientas o del menú **View**, convertirá la vista actual automáticamente a escala de grises. Es útil para enviar las imágenes a imprimir en blanco y negro o para capturar archivos de imagen en blanco y negro.

A.4.25 ¿Que es Query? (búsqueda).- **Query** en INTERPRET del programa, simplemente es una superficie de deslizamiento que se ha seleccionado con la opción **Add**

Query, con el propósito de ver y trazar detalladamente el resultado del análisis (Tensión normal en la base, Resistencia a corte activa, Presión de poros, Fuerzas entre rebanadas, etc.).

Es importante hacer notar que la opción **Data Output** (Salida de datos) en **Project Settings** (Escenas del proyecto), determina qué superficies estarán disponibles para crear un Query:

- Si la **Salida de Datos** = **Estándar**, entonces el detalle de datos se guardara en el archivo Datos de salida del programa, solo para la superficie mínima Global.
- Si la **Salida de Datos** = **Máximo**, los datos del análisis detallado, se guardara para la superficie mínima de cada punto de la red.

A.4.26 Agregar Query.- Una búsqueda (**Query**) puede crearse seleccionando la opción **Add query** de la barra de herramientas o del menú **Query**.



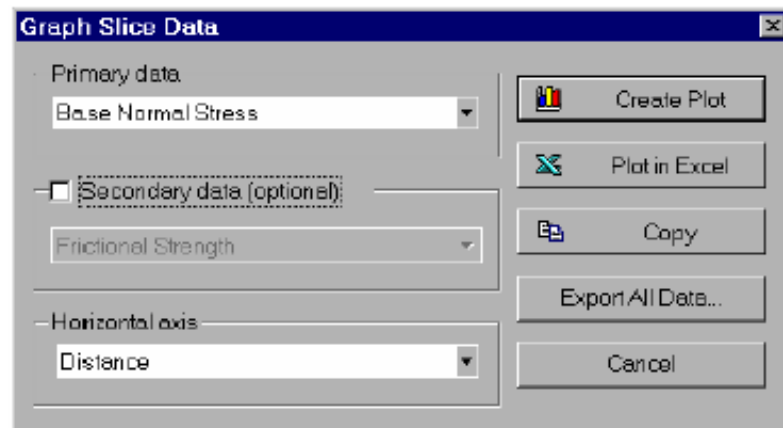
Esta opción permite seleccionar cualquier superficie de deslizamiento para que los resultados del análisis detallado estén disponibles.

A.4.27 Gráfico de Query.- La razón principal para crear una búsqueda, es detallar los resultados del análisis para la superficie de deslizamiento en un grafico. Esto se hace con la opción de **Graph Query** de la barra de herramientas o del menú **Query**.



o seleccione: **Query** → **Graph Query**

NOTA: Si solo una búsqueda existe, se seleccionará automáticamente en cuanto se selecciona **Graph Query**, y se verá inmediatamente el dialogo **Graph Slice Data**, mostrado debajo. Si más de una búsqueda existe, usted tendrá que seleccionar con el ratón primero una (o más) búsqueda.



Diálogo: Gráfico de datos de rodajas.

- En el diálogo gráfico de datos de rodajas, seleccione de la lista los datos que le gustaría trazar. Por ejemplo, en el gráfico se selecciono la Tensión Normal en la base.
- Seleccione los datos que le gustaría ver en el eje Horizontal (distancia, número de Rodaja, o coordenada X).
- Seleccione **Create Plot**, y el programa creará un esquema como el mostrado en la figura siguiente.

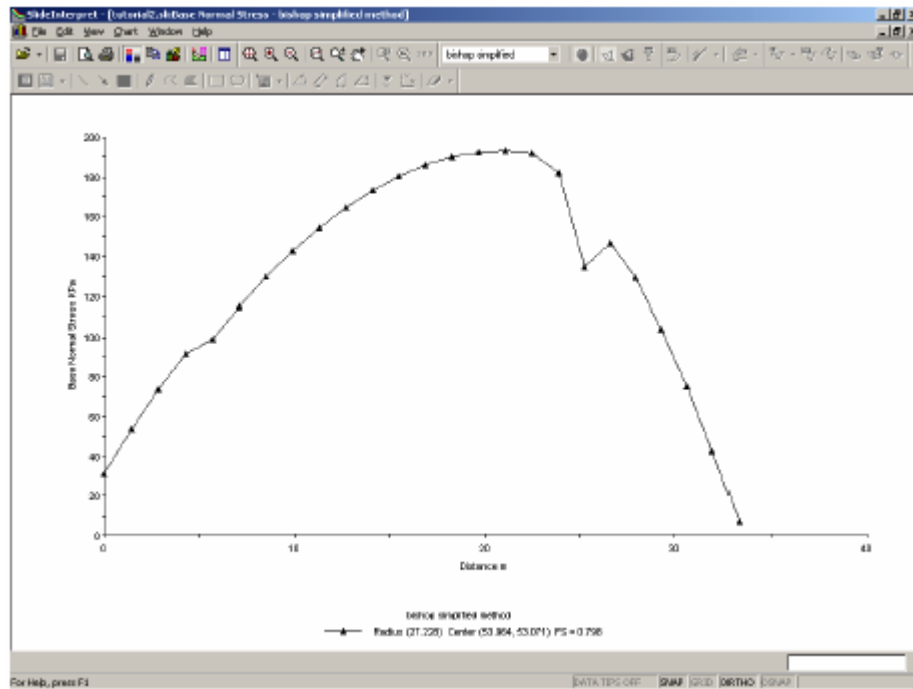


Gráfico Tensión Normal en la base vs Distancia.

A.4.28 Personalizando un Gráfico.- Después de que un gráfico de datos de rodajas se ha creado, muchas opciones están disponibles al usuario para personalizar los datos del gráfico y la apariencia.

■ **Propiedades del mapa (*Chart Properties*)**

Pulse el botón derecho del ratón en un gráfico y seleccione **Chart Properties** lo cual le permite cambiar los títulos de los ejes, los valores máximos y mínimos etc.

■ **Cambiar esquema de datos (*Change Plot Data*)**

Pulse el botón derecho del ratón en un gráfico y seleccione **Change Plot Data**. Se desplegará el diálogo gráfico de datos de rodajas, permitiéndole trazar con diferentes datos, permaneciendo en la misma vista.

■ **Escala de grises (*Grayscale*)**

Pulse el botón el ratón y seleccione **Grayscale**. La vista será en escala de grises. Grayscale también está disponible en la barra de herramientas y en el menú View.

■ **Cambiando el método del análisis (*Changing the analysis method*)**

Después de que un gráfico se crea, usted puede cambiar el método de análisis simplemente seleccionando un método de la barra de herramientas y se desplegarán los datos que corresponden al método.

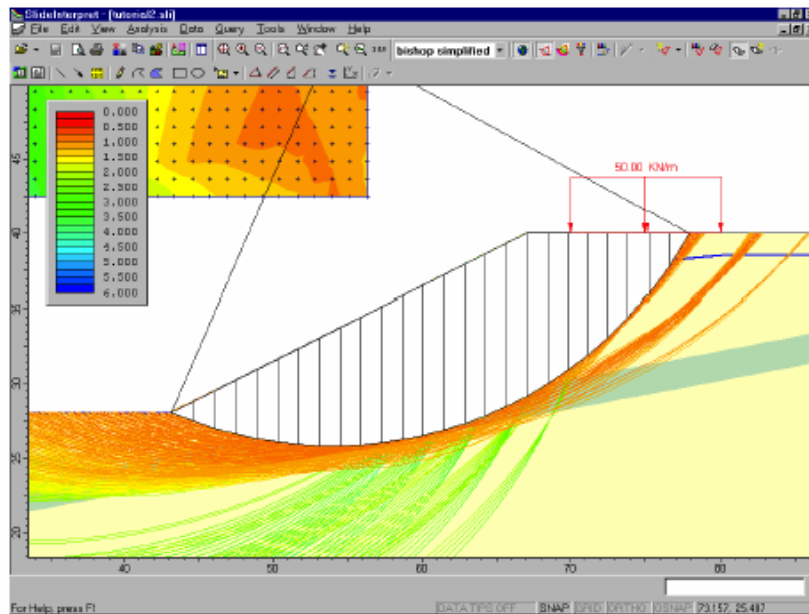
Dependiendo de los datos a verse, los resultados pueden o no puede variar con el método de análisis. Por ejemplo, el Peso de la rodaja no variará con el método del análisis. La Tensión Normal en la base variará con el método del análisis

A.4.29 Mostrar las Rodajas.- La opción **Show Slices** (mostrar las rodajas) se usa para desplegar las rodajas usadas en el análisis, de todas las búsquedas existentes en la vista actual.



o seleccione: **Query → Show Slices**

Las rodajas se desplegaran para el Mínimo Global. Use la opción **Zoom Window** para conseguir una vista más cercana, la pantalla aparecerá similar a la figura.



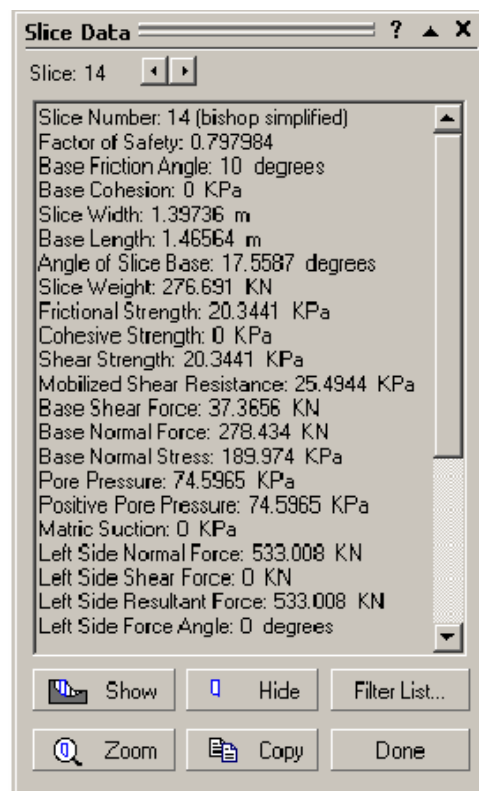
Rodajas desplegadas en Query.

A.4.30 Búsqueda de los datos de una rodaja.- La opción **Query Slice Data** permite ver detalladamente el análisis resultado de RODAJAS INDIVIDUALES EN UNA MASA DESLIZABLE.



o seleccione: **Query → Query Slice Data**

1. Usted verá el dialogo **Slice Data** (Datos de Rodaja) que le permite seleccionar una rodaja para ver los datos de la rodaja.
2. Haga clic en cualquier rodaja, y los datos para la rodaja serán desplegados en el diálogo, como se ilustra debajo:



Diálogo Datos de rodaja.

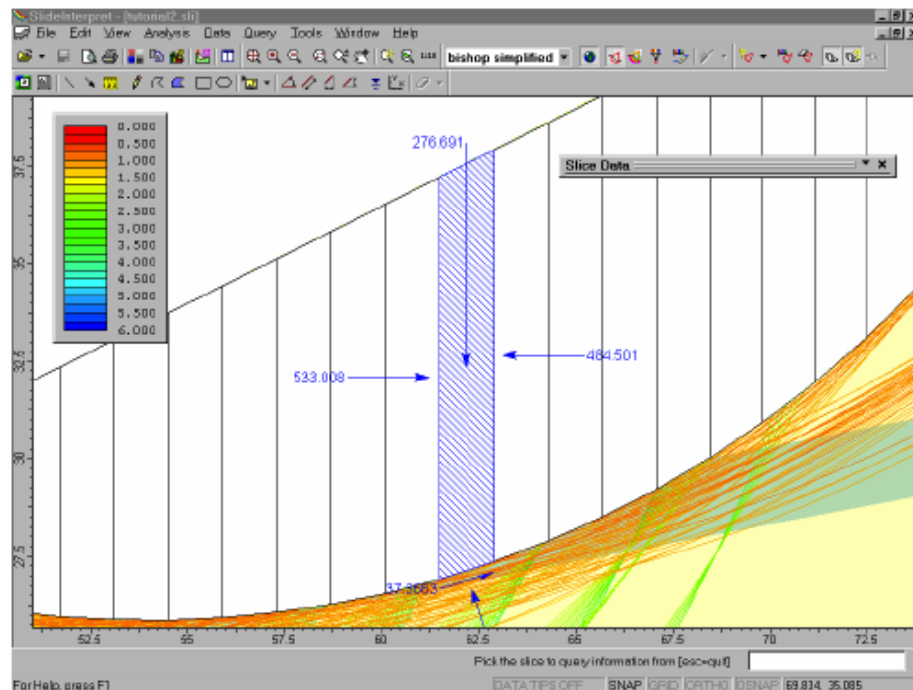
3. Se desplegarán flechas de fuerza en la rodaja, representando las distintas fuerzas que actúan en la rodaja, como el peso de la rodaja, la fuerza entre rodajas y las fuerzas en la base.

4. Seleccione rodajas diferentes, y observe los diferentes datos.

Usted puede hacer clic directamente en el modelo, o usted puede usar los botones de flecha en la parte superior izquierda del diálogo, para seleccionar las rodajas.

5. Seleccione Zoom en el diálogo Datos de Rodaja. La rodaja que esta seleccionada subirá verticalmente al medio de la vista.

6. Seleccione la flecha hacia arriba en la esquina superior derecha del dialogo Datos de la Rodaja (no seleccione el X), y el diálogo se minimiza sin cerrar, permitiendo ver la pantalla llena. (NOTA: usted puede también hacer doble clic en la barra del título del diálogo para minimizar o aumentar al máximo el diálogo). Por ejemplo su pantalla puede aparecer como sigue:



Fuerzas de la rodaja desplegadas.

7. Aumente al máximo el dialogo Datos de la Rodaja, seleccionando la flecha hacia abajo, o haciendo doble clic en la barra del título del diálogo. Seleccione el botón para mostrar u ocultar y vea los resultados.

8. El botón **Copy** copiará los datos de la rodaja actuales al portapapeles de Windows de donde puede pegarse a otra aplicación de Windows.

9. El botón **Filter List** le permite personalizar la lista de datos que aparecen en el diálogo.

10. Cierre el dialogo Datos de la Rodaja seleccionando el X en la esquina superior derecha del diálogo o **Done**.

A.4.31 Suprimir Búsquedas.- Las búsquedas pueden anularse con la opción **Delete Query** de la barra de herramientas o del menú **Query**. Un atajo conveniente para anular una búsqueda individual, es hacer clic derecho en una búsqueda, y seleccionar **Delete Query**.

A.4.32 Gráfico SF a lo largo del talud.- Sirve para mostrar una interpretación grafica de los datos.

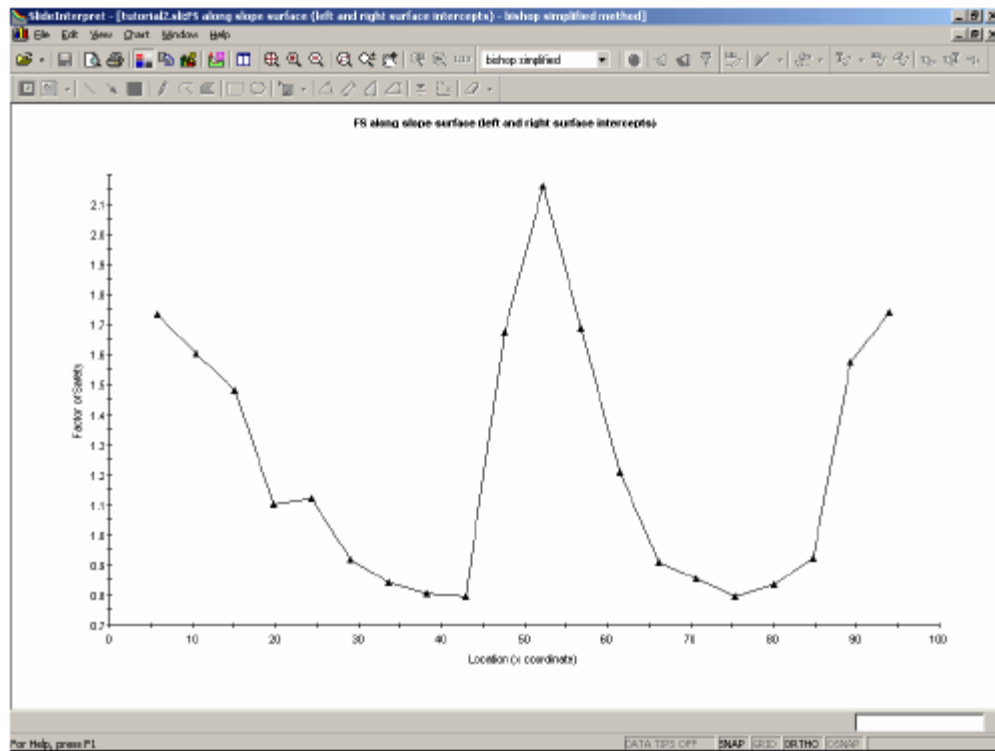


o seleccione: **Data → Graph SF along Slope**

En el diálogo siguiente, seleccione **Create Plot**:



Esto creará un esquema del factor de seguridad a lo largo de la superficie del talud. Los valores de factor de seguridad son obtenidos de cada punto de intersección de la superficie de deslizamiento.



Factor de seguridad a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Este gráfico es útil para la determinación de áreas del talud que tiendan a deslizarse para factores de seguridad bajos, y posiblemente estas puedan generar la falla.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- <http://www.rocscience.com/products/Slide.asp>
- http://www.rocscience.com/downloads/slide/webhelp/tutorials/Slide_Tutorials.htm
- http://www.rockeng.utoronto.ca/downloads/slide/webhelp/pdf_files/verification/Slide_SlopeStabilityVerification_Part1.pdf

APÉNDICE B

GUÍA DE MANEJO DEL PROGRAMA GEOSTUDIO v 6.19 (Slope)

B.1 INTRODUCCION.

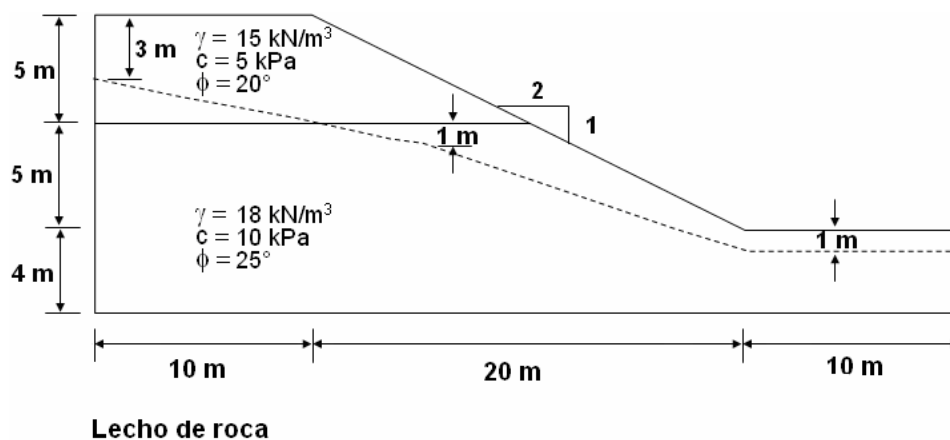
El Geo Studio versión 6.19 es una ayuda para realizar un análisis geotécnico, el software contiene varios análisis. Entre ellos Slope que es objeto de nuestro estudio.



La siguiente guía presenta paso a paso procedimientos para crear un simple análisis de estabilidad con el programa.

El programa permite resolver problemas de estabilidad en un tiempo corto, definirlos gráficamente y ver resultados.

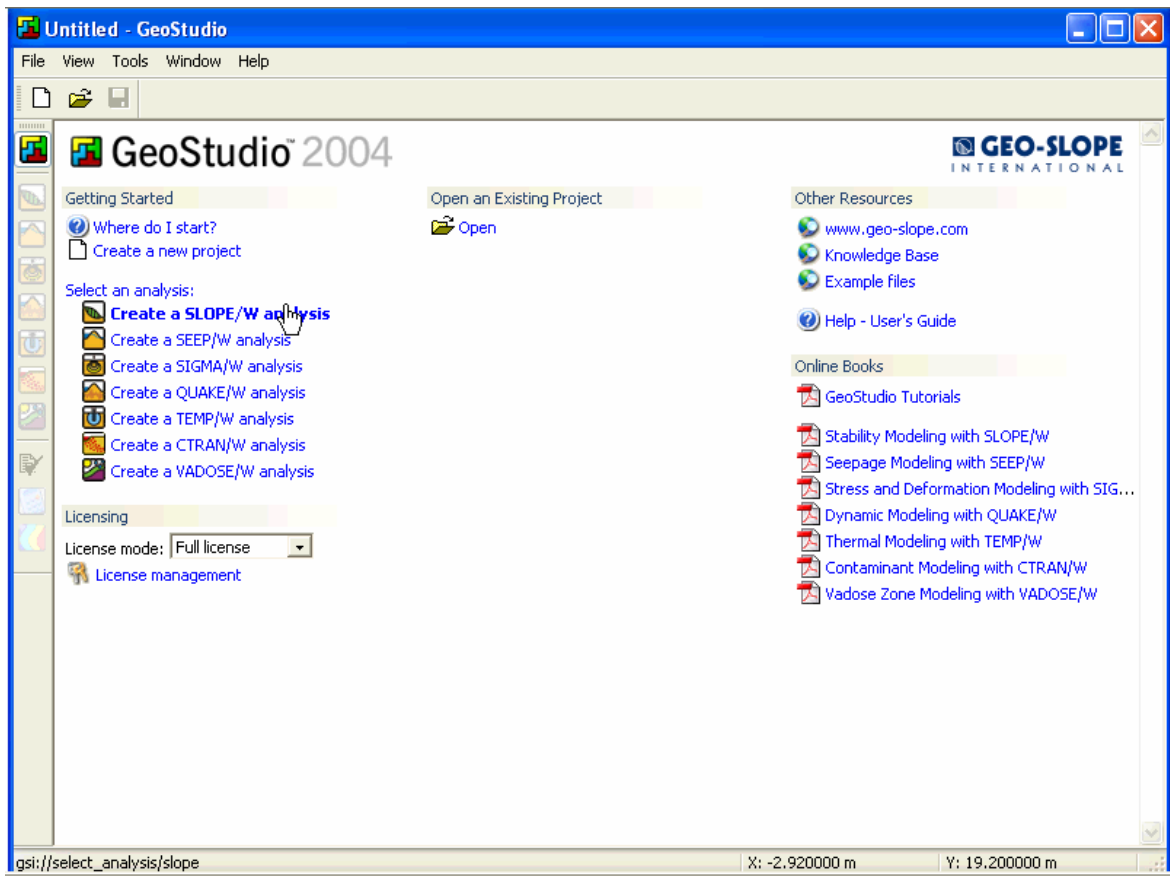
Para aplicar el programa y explicar el manejo del mismo se presenta un ejemplo. A continuación se muestra un diagrama esquemático de un problema simple de estabilidad de talud.





El objetivo es tratar de calcular el mínimo factor de seguridad y localizar la superficie de deslizamiento. Esta poderosa herramienta permite el interlace con el SLOPE/W con el cual se realizaron las comprobaciones de los taludes.

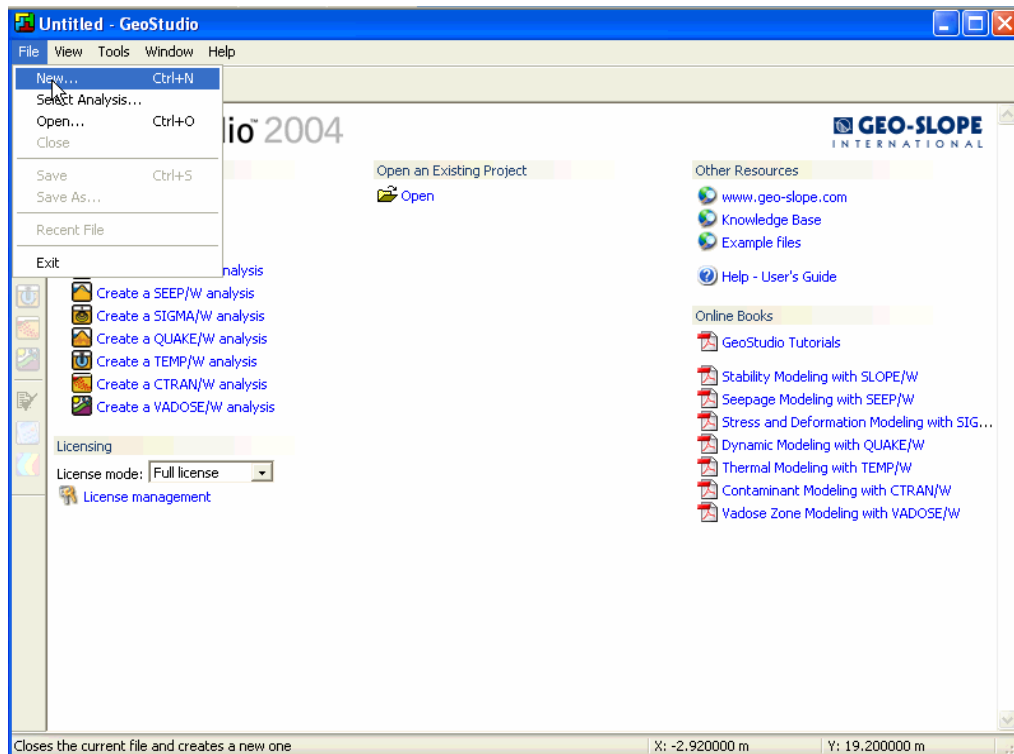
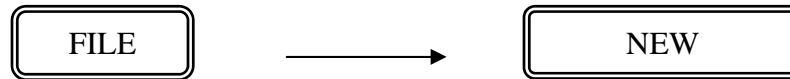
B.2 PÁGINA PRINCIPAL.

Una vez que se haya realizado los estudios se ingresa a la página principal del programa Geo Studio.



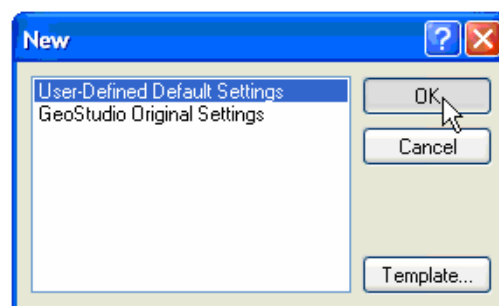
Página principal del programa Geo Studio2004


B.2.1 Nuevo proyecto.- Como primer paso se crea un nuevo proyecto. Esto se puede hacer con  [Create a SLOPE/W analysis](#) , por  [Create a new project](#) o muy bien entrando al menú de la barra principal:



Página principal del programa Geo Studio2004: Nuevo proyecto

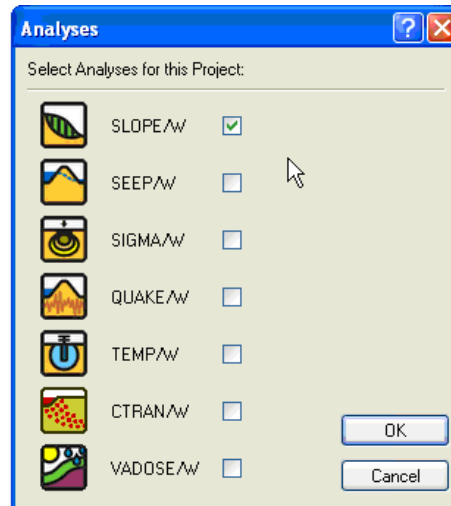
Al escoger esta opción nos sale una ventana como la que se muestra:



Luego vamos a  **Getting Started** que nos lleva a otra ventana para escoger el tipo de análisis.

El Geo Studio tiene muchos tipos de análisis a realizar.

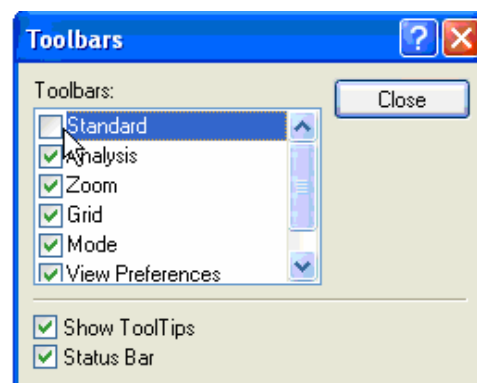
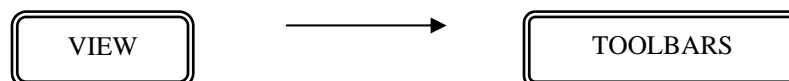
En este caso analizaremos la superficie de falla del talud:



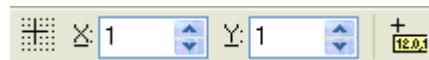
Análisis que maneja el Geo Studio.

B.3 BARRAS DE HERRAMIENTAS.

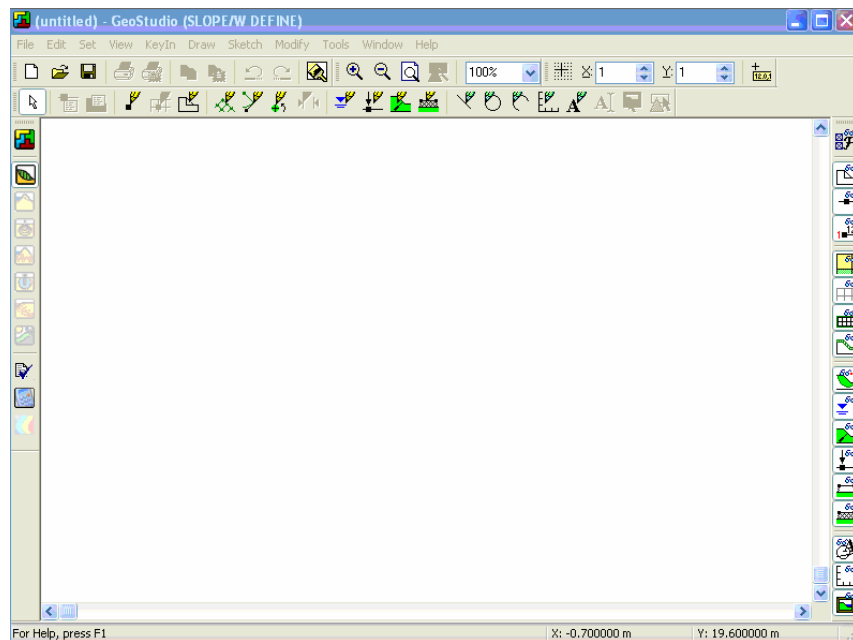
La primera vez que utilizamos el slope es de mucha ayuda aprender sobre las barras que existen, para esto vamos al menú:



Diálogo: Barras de herramientas

Barra **Standard**:Barra **Analysis**Barra **Zoom**Barra **Grid**Barra **Mode**Barra **View Preferences**

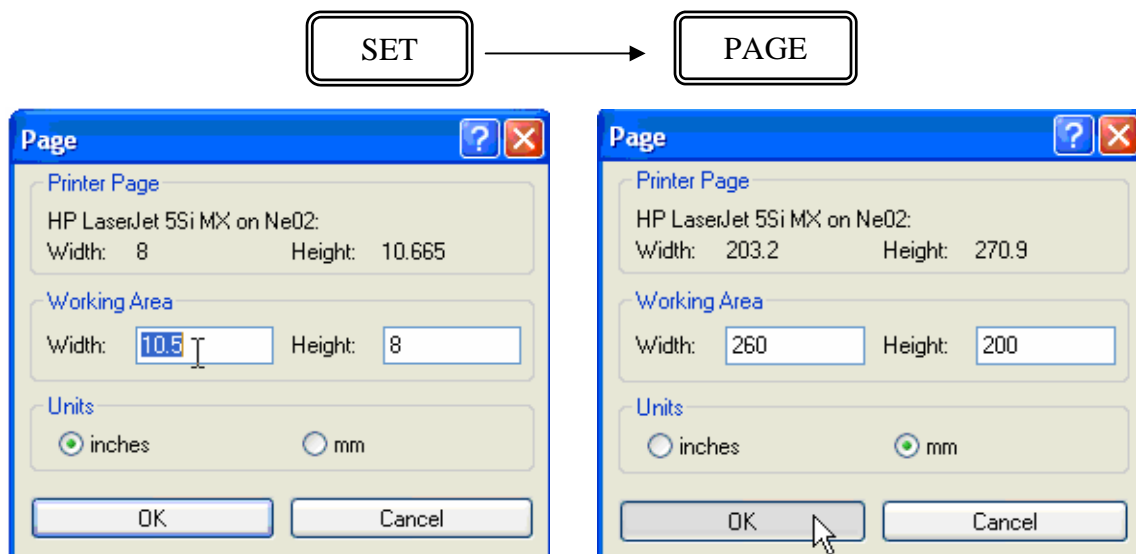
En Slope muchos de los comandos están disponibles como iconos individuales en las diferentes barras de herramientas. El estudiante se puede familiarizar con las barras de herramientas y con los iconos tiqueando o destiqueando. Para empezar con el análisis debemos asegurarnos que todas las barras estén activas:



Pantalla con todas las barras activas.

B.4 MENÚ SET.

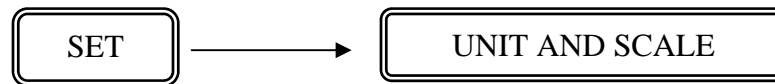
B.4.1 Página.- Cuando se comienza a desarrollar el modelo debemos definir el área de trabajo, es decir el espacio disponible para definir el problema. Para realizar esto se va al menú de:



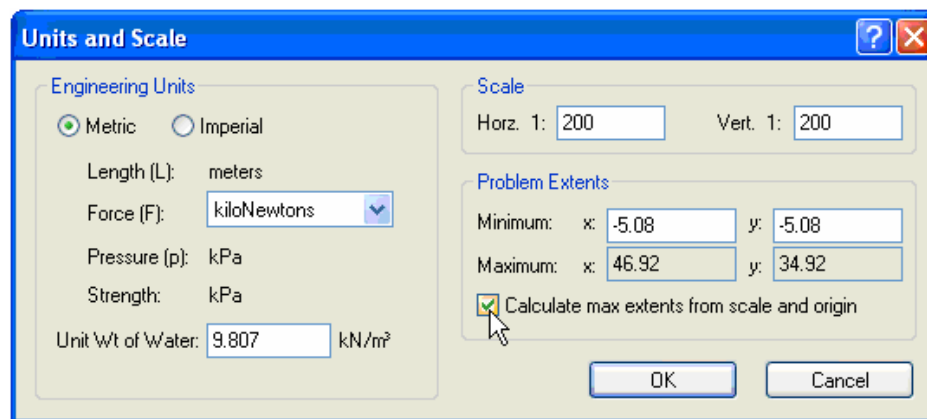
Diálogo: Página.

El área de trabajo puede ser más pequeña, más grande o igual que la página de impresión.

B.4.2 Unidades y escala.- El siguiente paso es definir las unidades y la escala, para esto se va al menú:

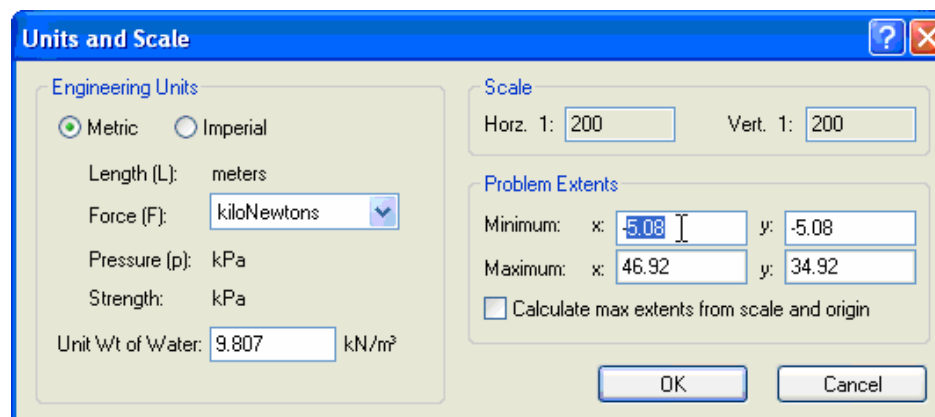


La escala debe ser definida de tal manera que la extensión mínima y máxima del talud se relacione con los requerimientos del análisis del proyecto.



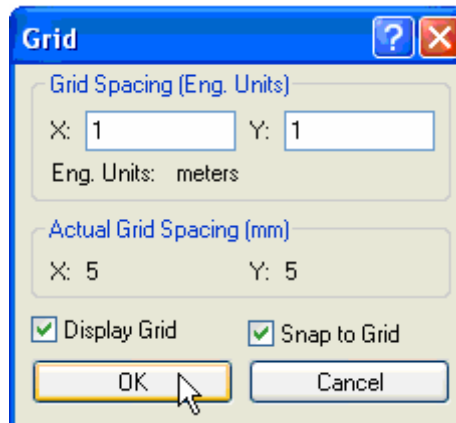
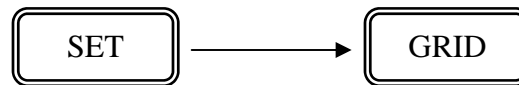
Diálogo: Unidades y escala.

Se puede definir de tal manera las extensiones x , y ; o solamente las escalas actuales del problema.



Diálogo: Unidades y escala.

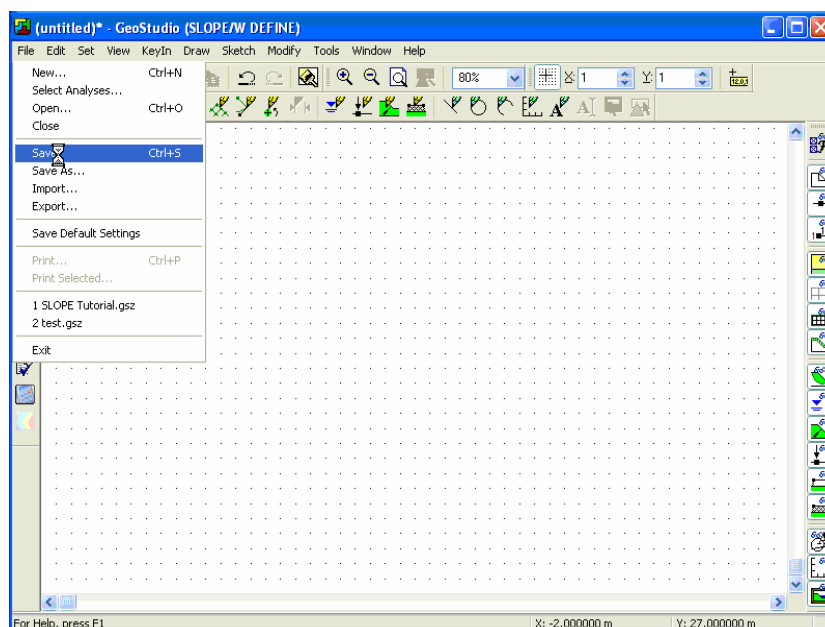
B.4.3 Grillas.- Para dibujar el problema un tablero de grillas es de gran ayuda:



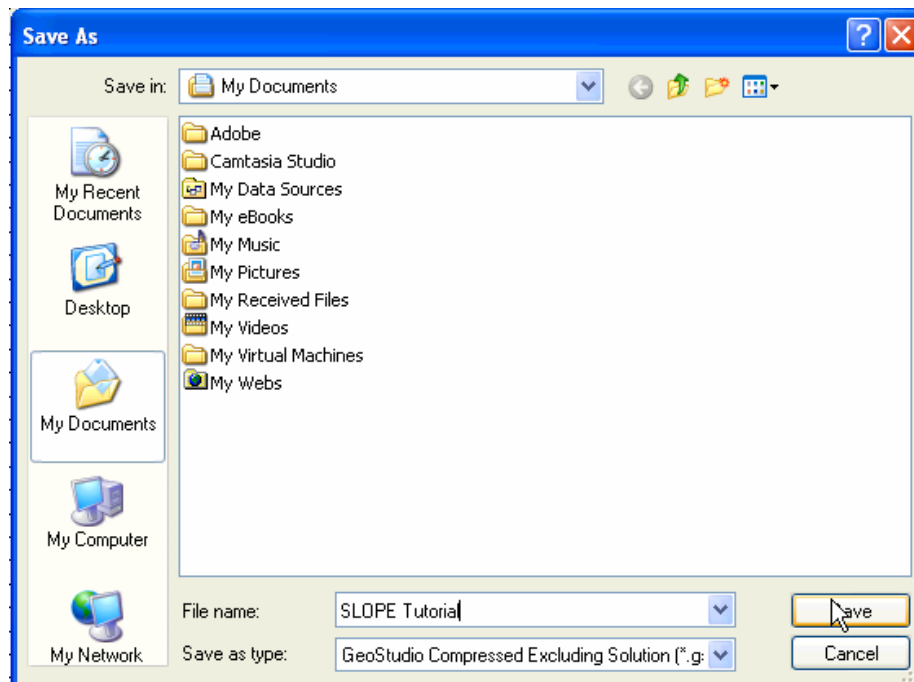
Diálogo: Grillas.

B.5 MENÚ FILE.

Las opciones que presenta este menú son comunes y se usa de la misma manera que en otros programas. Para guardar un archivo de Slope y no perder los datos de definición debemos guardar el proyecto con una extension *gsz* ^{*}:



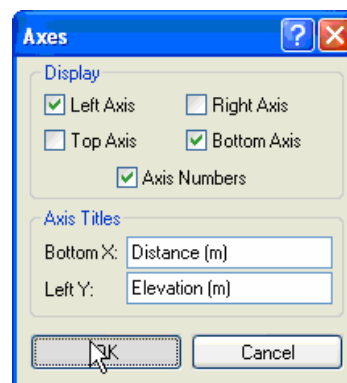
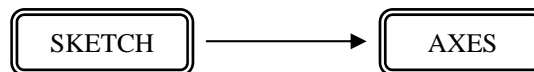
Pantalla para guardar el proyecto.



Pantalla para guardar un proyecto con la extensión adecuada.

B.6 MENÚ SKETCH.

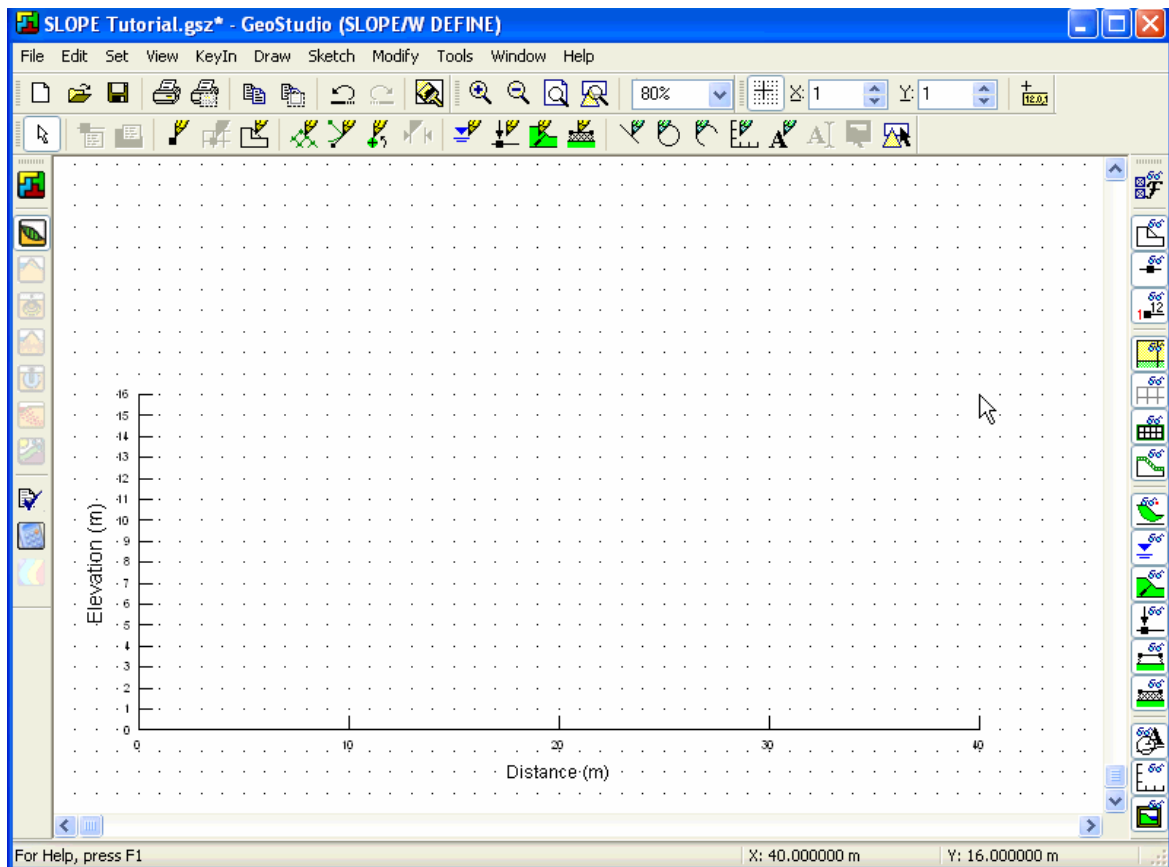
B.6.1. Ejes.- Es también de ayuda dibujar los ejes para la geometría:



Diálogo para activar ejes

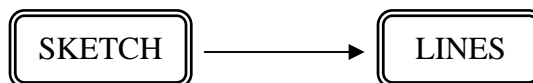
Los ejes son dibujados moviendo el cursor desde el fondo de la esquina izquierda, estirando de acuerdo al tamaño necesario, una vez que los ejes aparezcan pueden ser modificados usando el menú

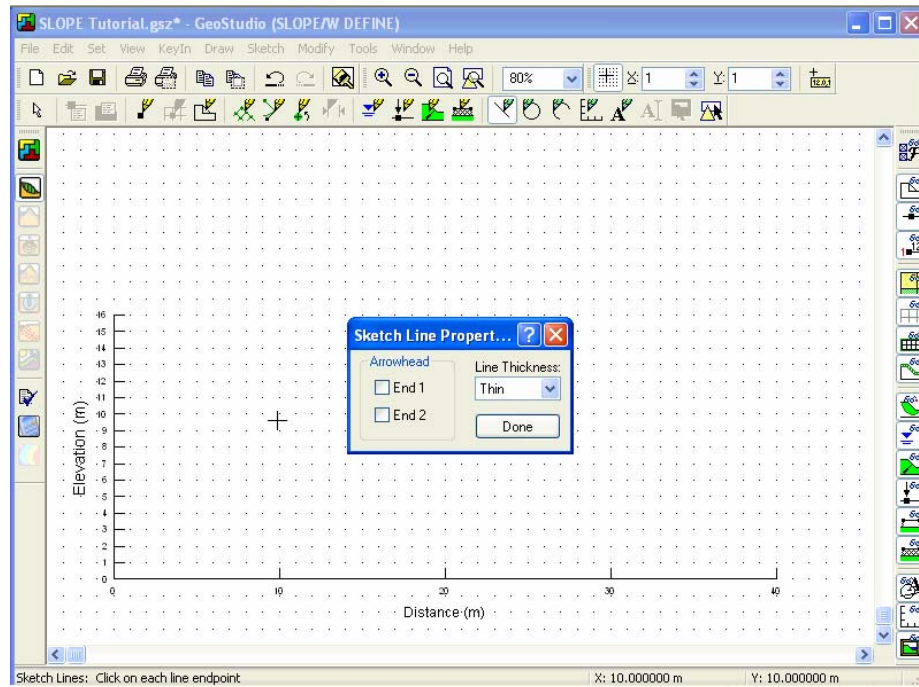
SET



Pantalla con los ejes dibujados

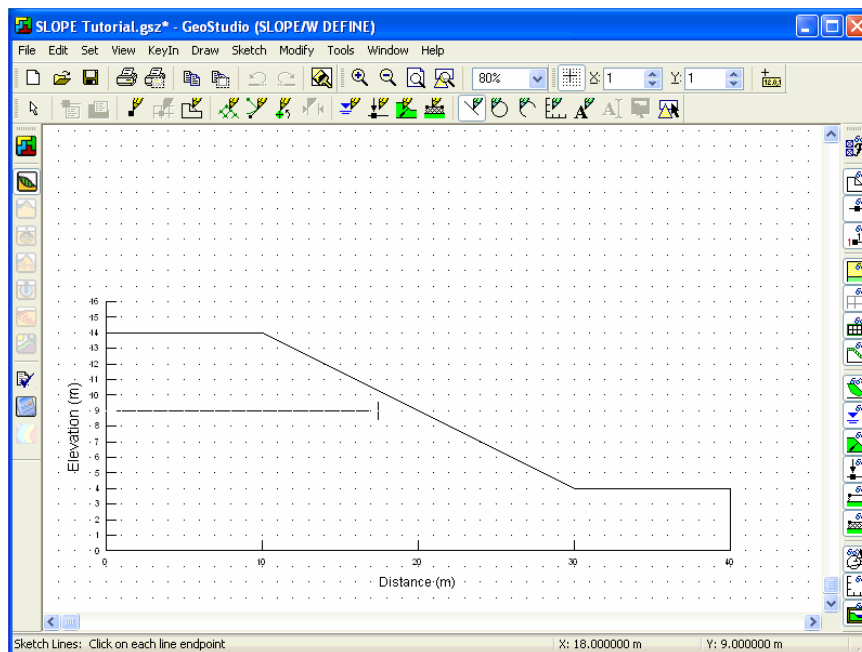
B.6.2 Líneas.- Antes de definir la geometría del talud es conveniente primeramente preparar un dibujo de las dimensiones del problema, para dibujar el talud seleccione el menú:





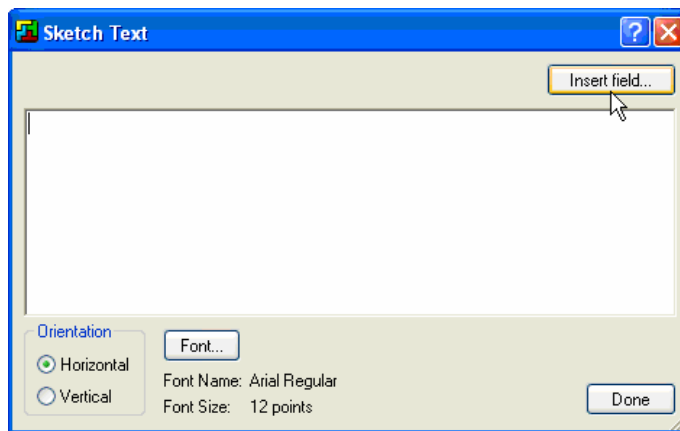
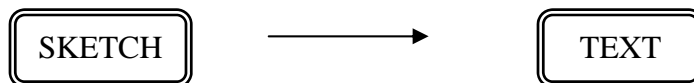
Pantalla con el diálogo para dibujar las líneas

Usar el cursor como un lápiz apretando el botón izquierdo del ratón para crear una serie de líneas para dibujar el problema. Si al dibujar una línea se comete un error, se puede corregir en el menú **MODIFY** seleccionando la línea herrada y corrigiéndola.



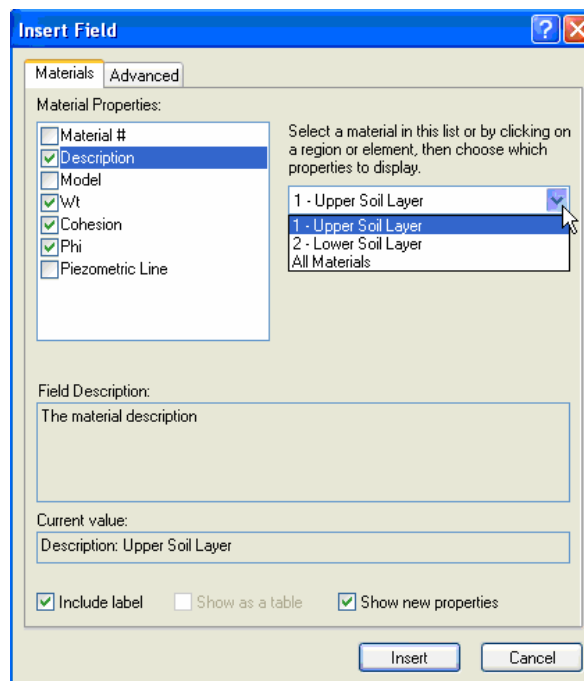
Dibujando el problema

B.6.3 Texto.- También se puede insertar un texto de descripción.



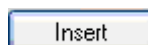
Diálogo para introducir un texto

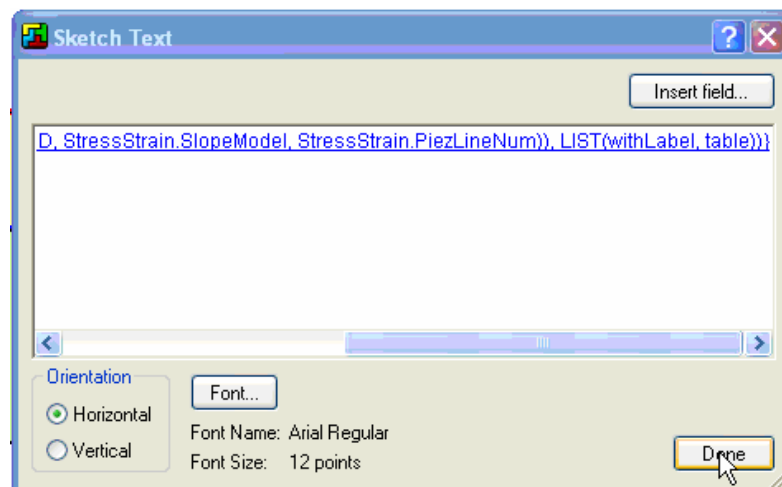
La descripción puede ser de un suelo o de ambos:



Diálogo para introducir la descripción del suelo del problema

Para definir los materiales seleccionar de la ventana anterior.





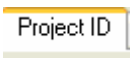
Diálogo para introducir la descripción elegida

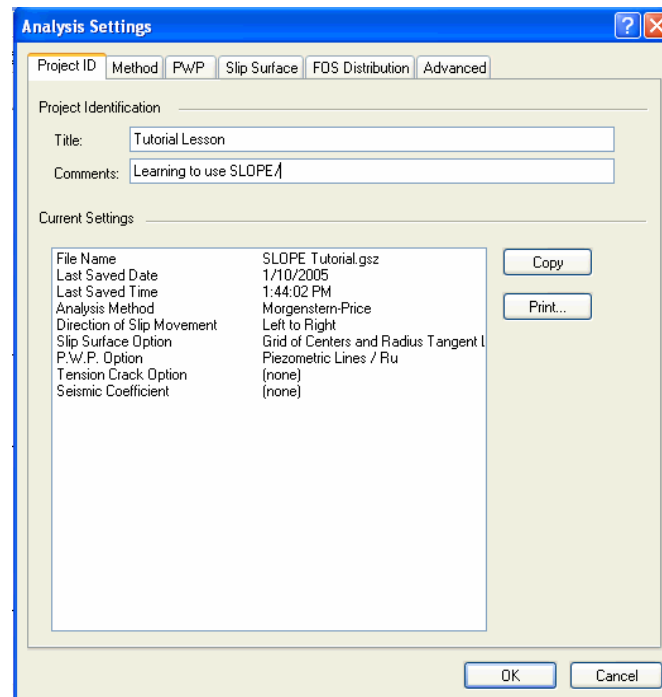
Luego para salir de esta función se hace clic en la pantalla y luego en la ventana Sketch Text (mostrada anteriormente) se sale con “Done”. Si luego se hace un cambio en las propiedades del suelo se mostrará estos cambios en la pantalla automáticamente.

B.7 MENÚ KEY IN.

B.7.1 Análisis. - Una vez que el problema es dibujado, algunas informaciones sobre el análisis deberán ser definidos con el menú de:

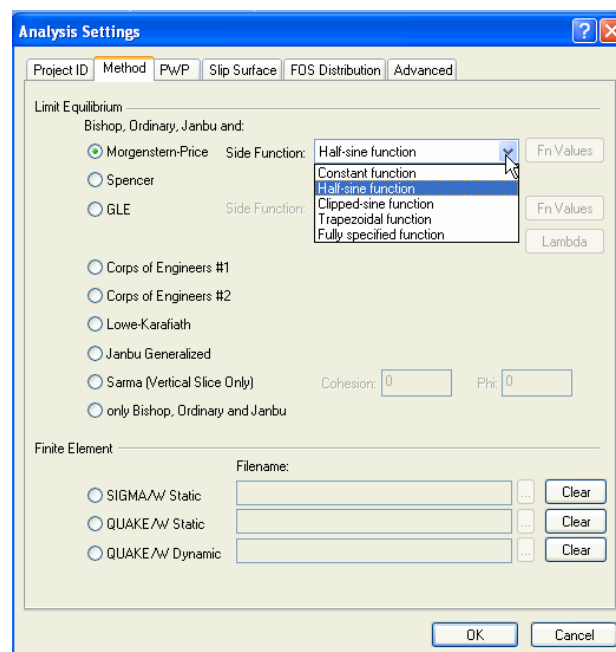


- En la primera pestaña  se coloca el nombre del proyecto y algunos comentarios.



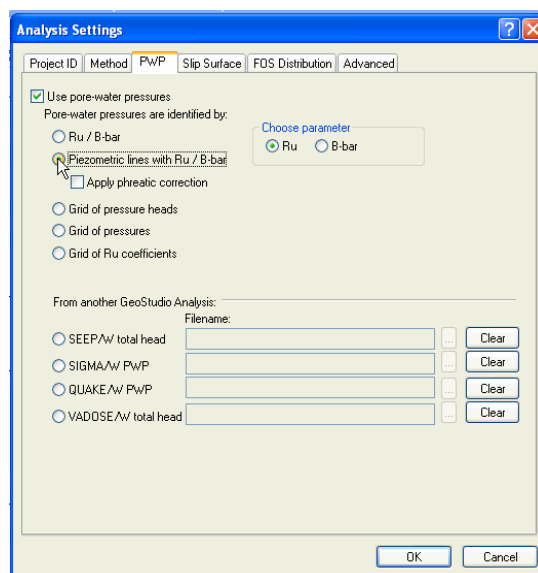
Ventana para dar una descripción al proyecto

- En la pestaña **Method** se selecciona el método cuidando siempre que este activo (Half- sine function).



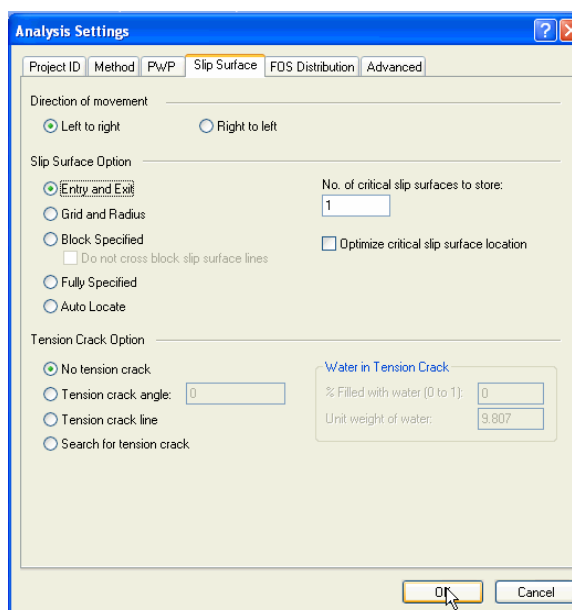
Ventana para elegir el método de análisis.

- En la pestaña **PWP** usar la opción de **Piezometric lines with Ru / B – bar**.



Ventana para definir la presión de poros en el problema.

- En la pestaña **Slip Surface** seleccionamos las características de la superficie de deslizamiento.

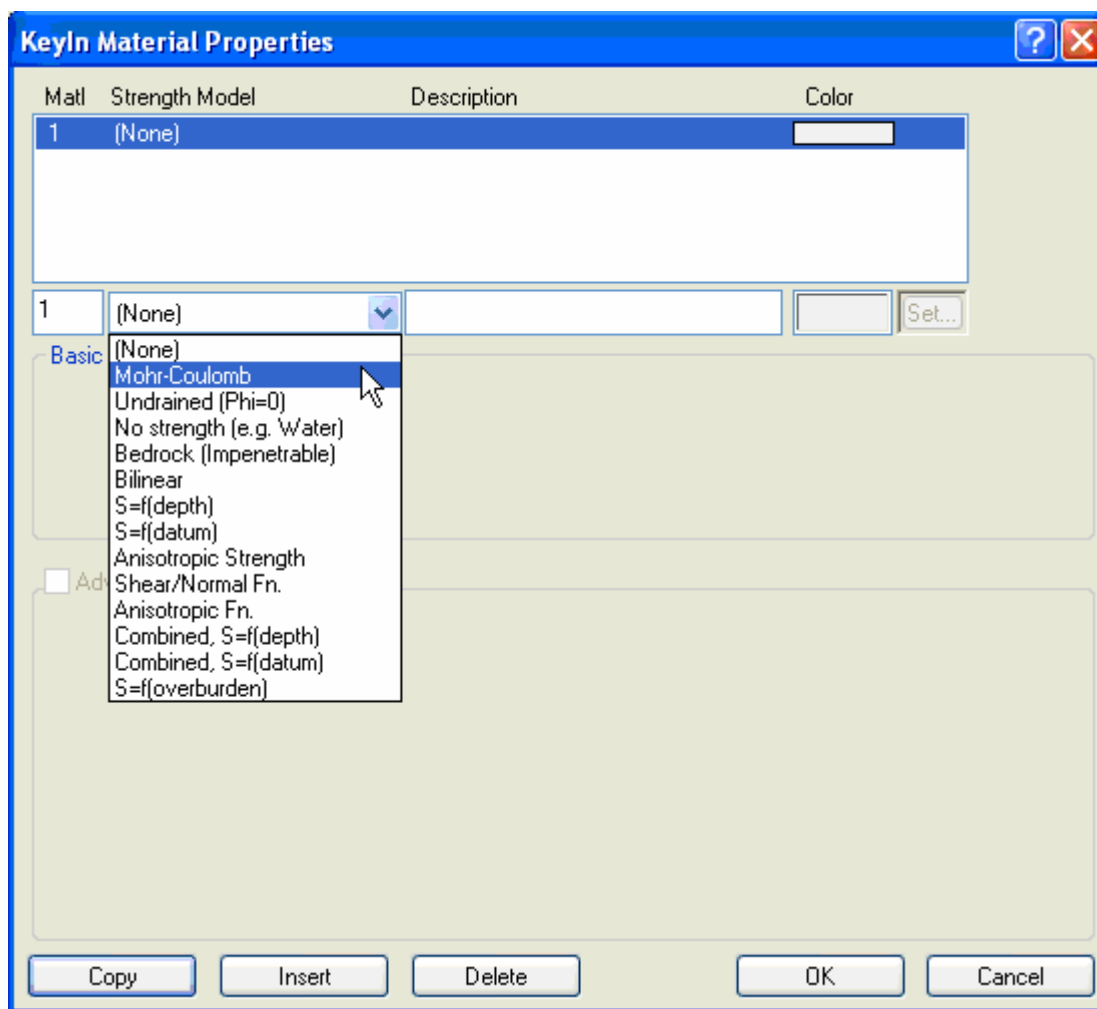


Ventana para determinar las características de la superficie de deslizamiento.

B.7.2 Materiales.- Definimos las propiedades del material, en nuestro caso las dos capas de suelo, seleccionamos el menú:



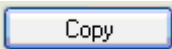
Damos el nombre de 1 al suelo o capa # 1 y se elige el modelo de esfuerzo como se muestra:

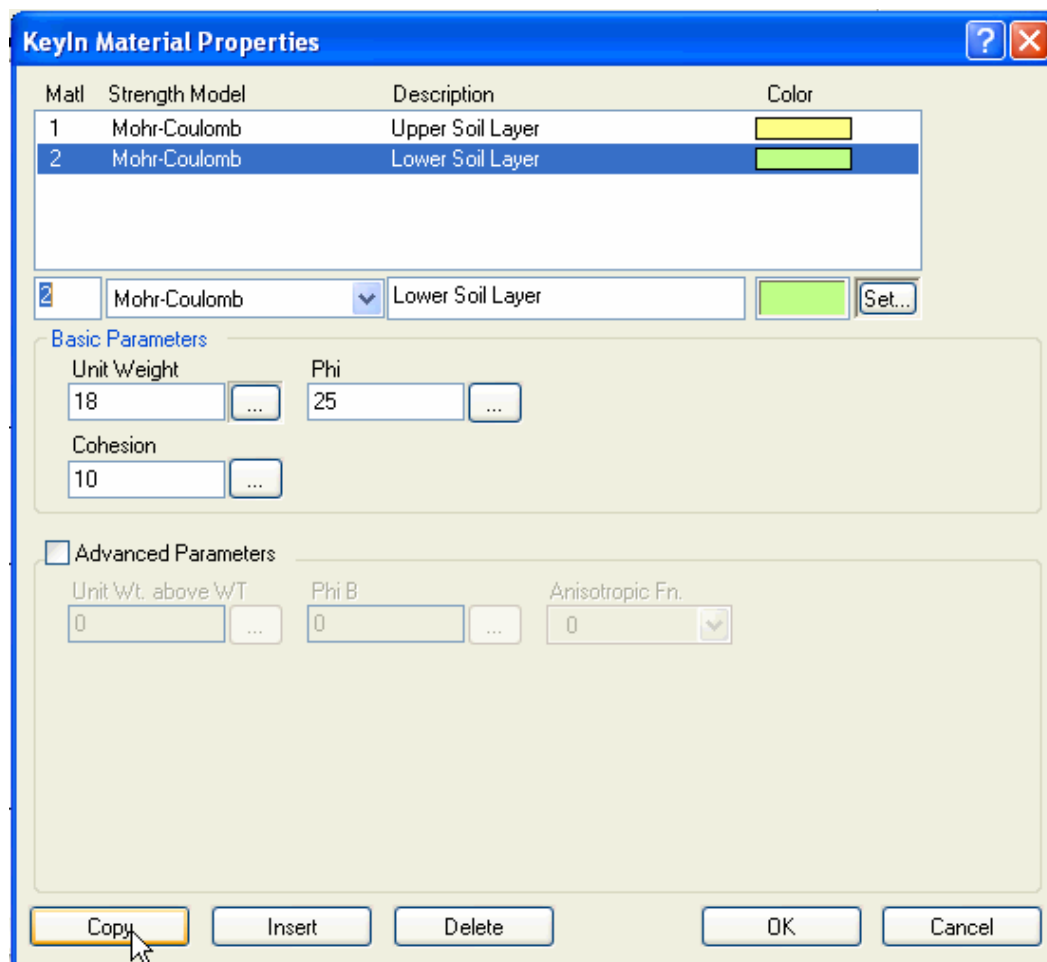


Ventana para dar una descripción al material del problema

También se da una descripción a cada tipo de suelo a ser usado como: capa superior, capa intermedia, capa inferior, etc.

Se define las propiedades del material de cada suelo (ángulo de fricción, peso unitario, cohesión).

Una vez ingresados los datos del suelo # 1 se va a  para introducir los datos y las propiedades del suelo, esto se realiza para todos los suelos que tenemos.



Matl	Strength Model	Description	Color
1	Mohr-Coulomb	Upper Soil Layer	Yellow
2	Mohr-Coulomb	Lower Soil Layer	Green

Basic Parameters

Unit Weight: 18 Phi: 25 Cohesion: 10

Advanced Parameters

Unit Wt. above WT: 0 Phi B: 0 Anisotropic Fr.: 0

Buttons: Copy, Insert, Delete, OK, Cancel


Ventana para definir las propiedades de los materiales (en nuestro caso dos materiales).

B.8 MENÚ DRAW.

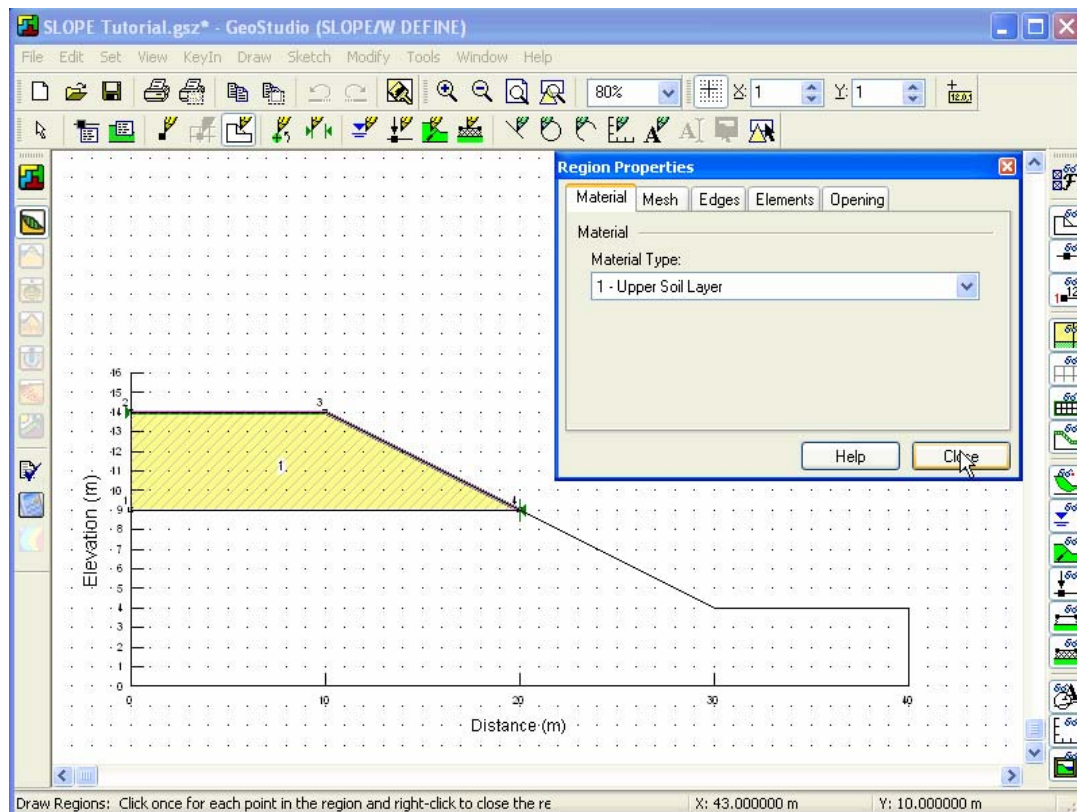
B.8.1. Región.- Para dibujar la región del suelo # 1 se va al menú:



Con el cursor se mueve a los puntos que limitan la región del suelo #1 (área definida por el suelo #1).

Cuando se define dicha región se va a  de la misma manera se define la región del suelo # 2, y de la misma forma si existiesen mas tipos de suelos, en este caso solo hay dos.

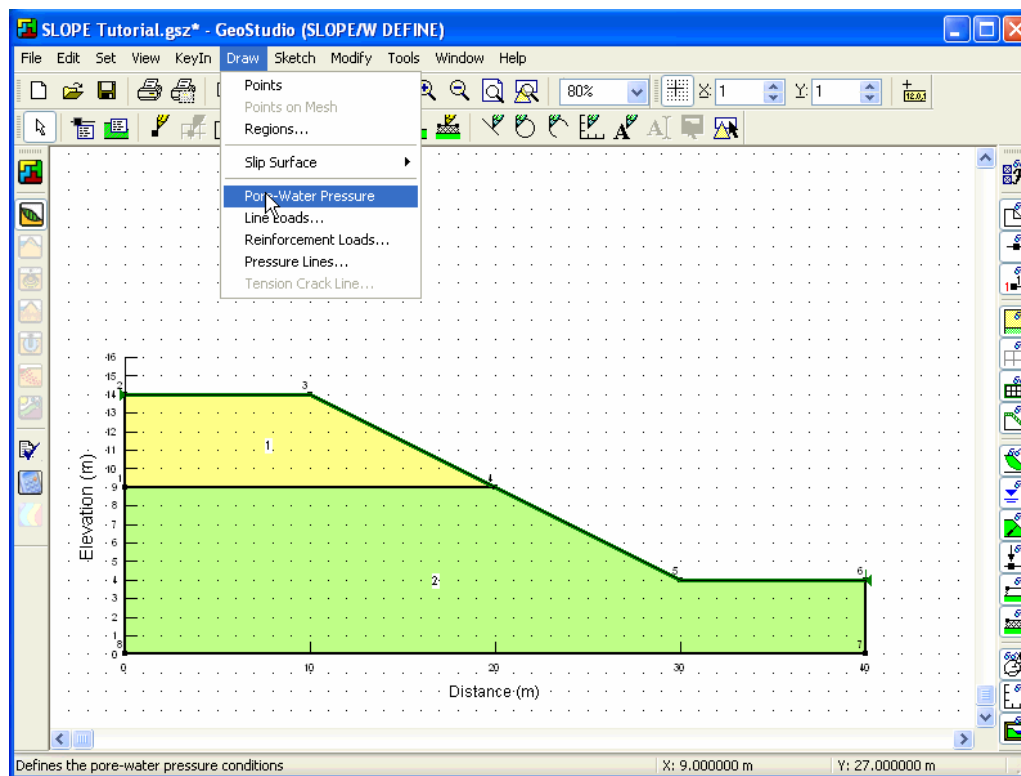
Debemos asegurarnos que las propiedades de cada suelo correspondan a la región dibujada. Para salir de esta función se hace clic derecho.



Ventana para determinar la región a la cual corresponde un determinado material.

Las condiciones de presión de poros para ambos suelos puede ser definido por una simple línea piezométrica.

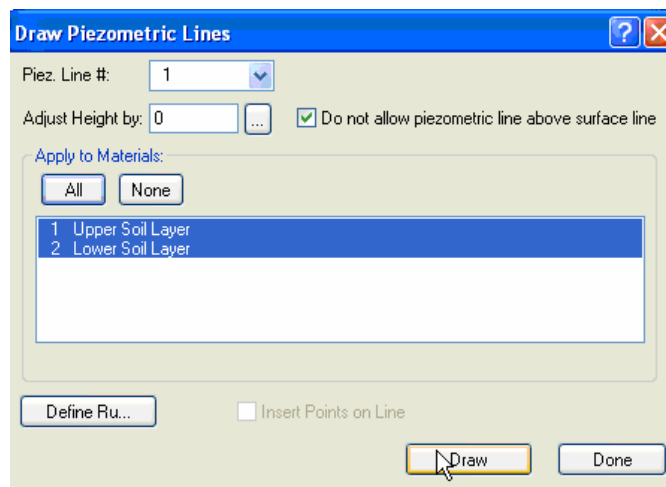
B.8.2 Presión de poros.- Se debe definir la línea piezométrica del suelo que forma el talud.



Pantalla del menú para ingresar la línea freática.

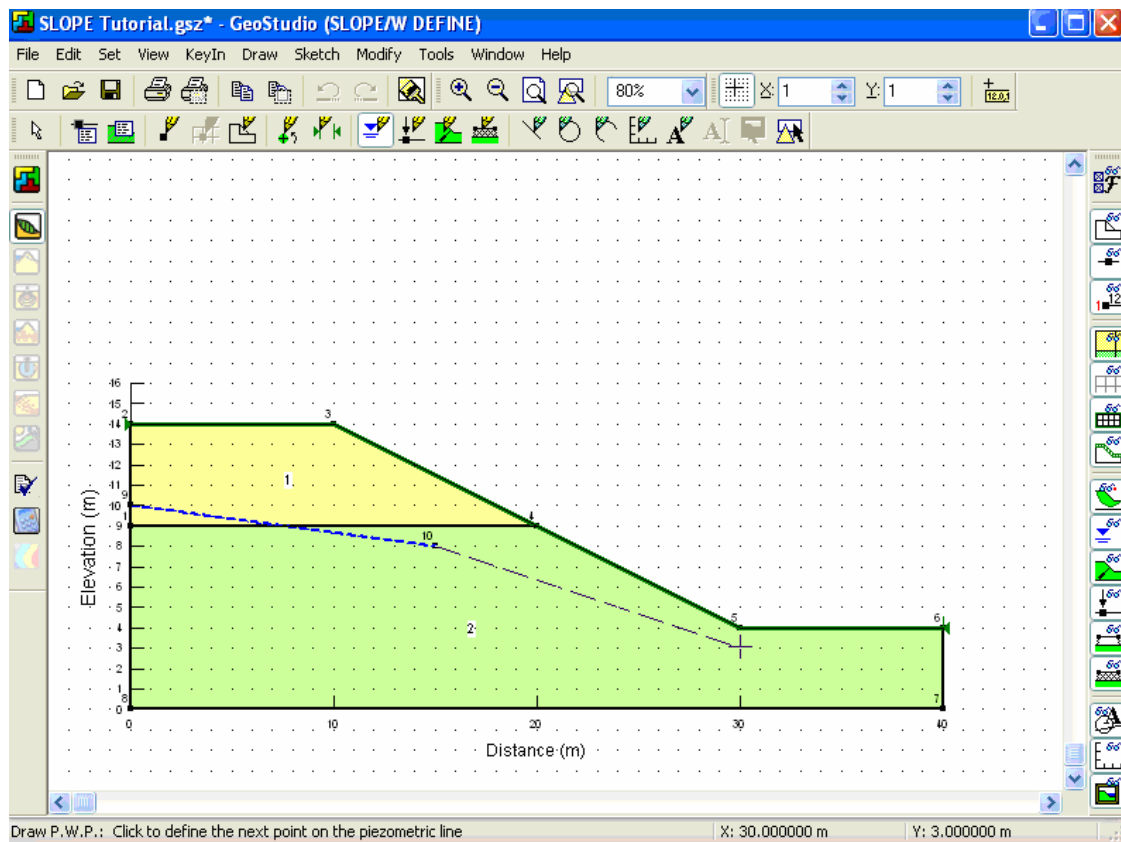
Para definir una línea piezométrica para ambos suelos se selecciona:

de la ventana PORE – WATER PRESSURE como se muestra:



Diálogo para definir la línea freática.

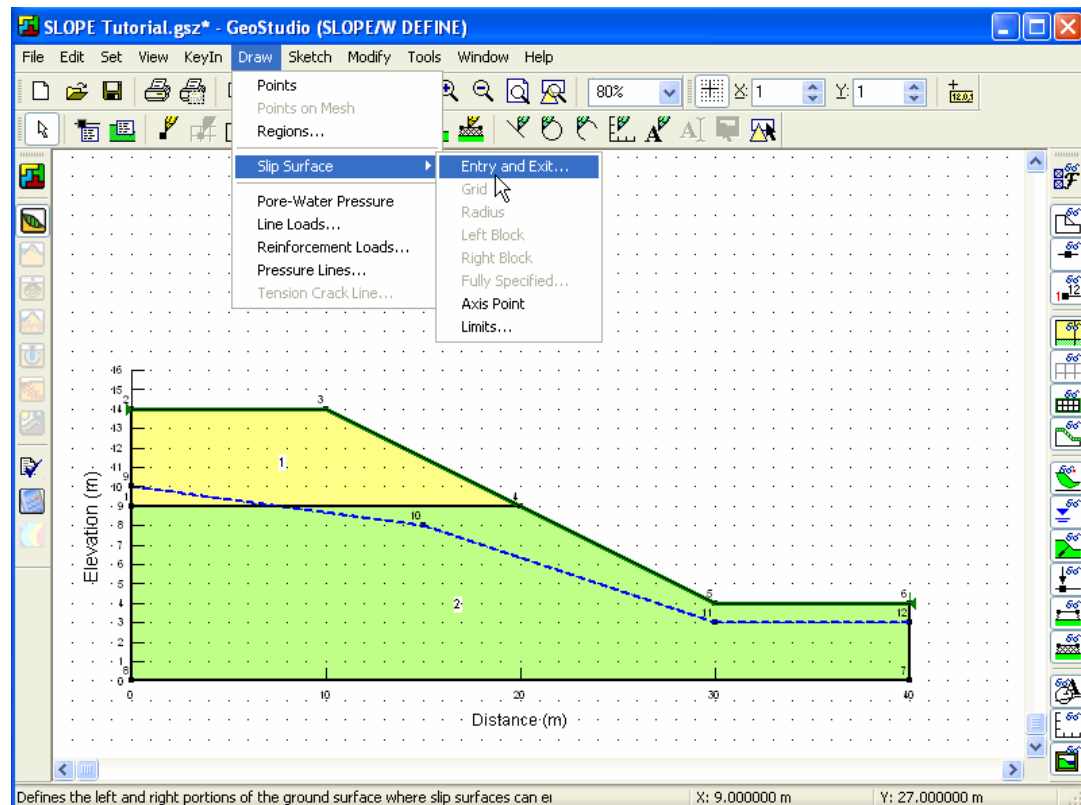
Dibujar la línea piezométrica de la misma manera que se ha dibujado las regiones: haciendo clic izquierdo en los lugares deseados.



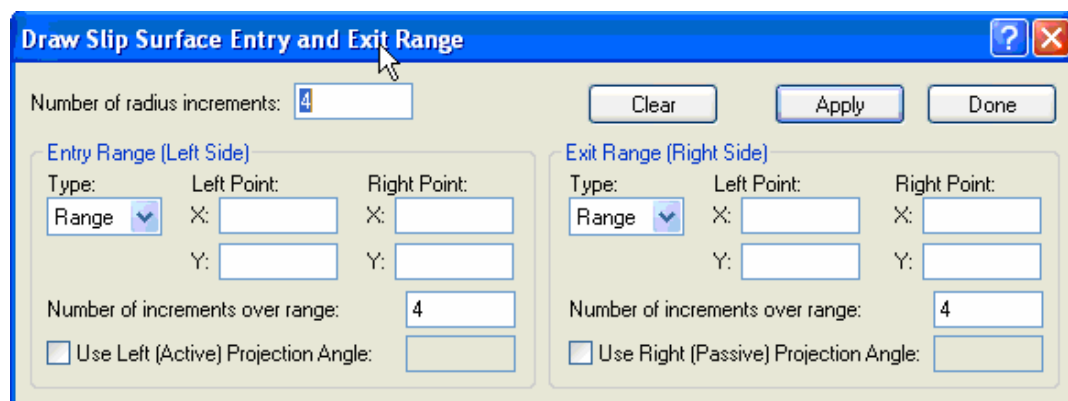
Pantalla de dibujo de la línea freática

Después de determinar la línea freática se ingresa los datos con la opción “Draw” del diálogo de dibujo de la línea freática.

B.8.3 Superficie de deslizamiento.- Esto nos ayuda a controlar la ubicación del análisis de la superficie de deslizamiento.



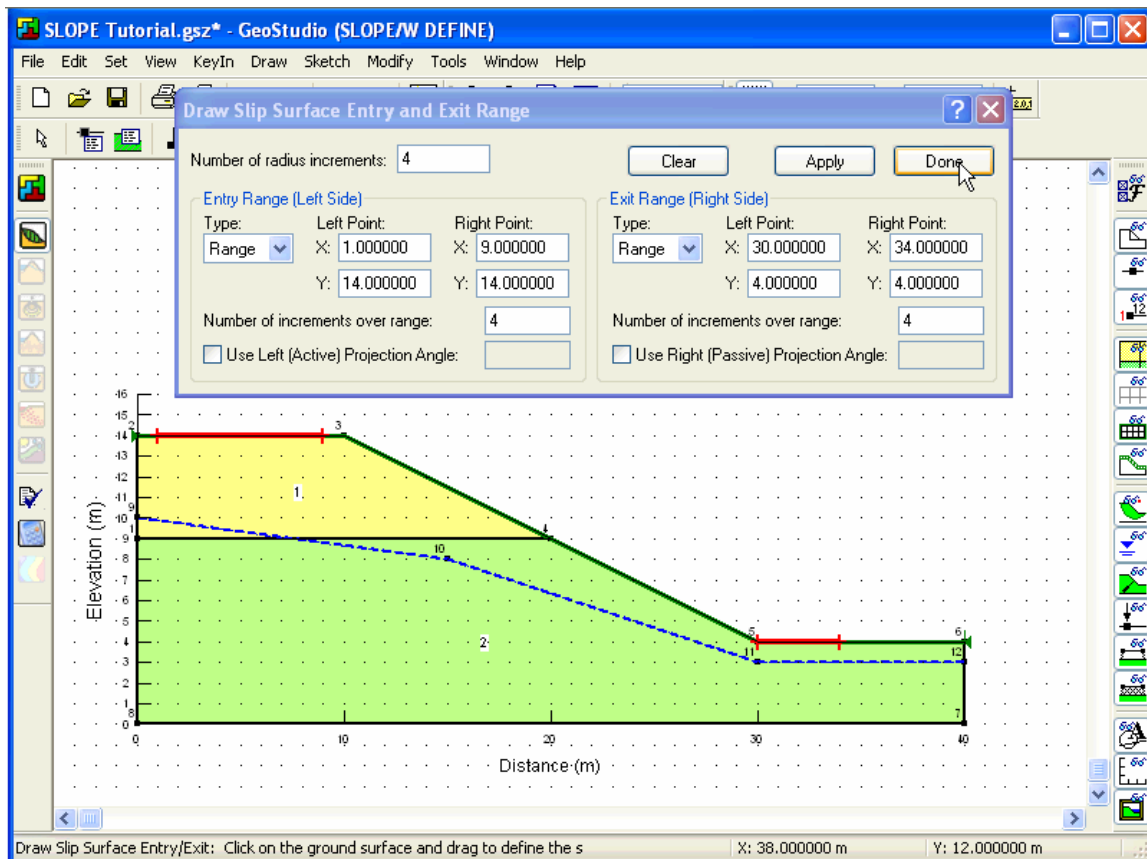
Menú: Superficie de deslizamiento.



Diálogo para la determinación de la superficie de deslizamiento

La ubicación de entrada se selecciona primero haciendo un clic izquierdo en el punto de la cresta del talud sin soltar y se arrastra hasta definir el rango de entrada. Para el

rango de salida se hace de la misma manera manteniendo el clic izquierdo sin soltar, estos datos se debe ingresar con la opción de done en la ventana de:

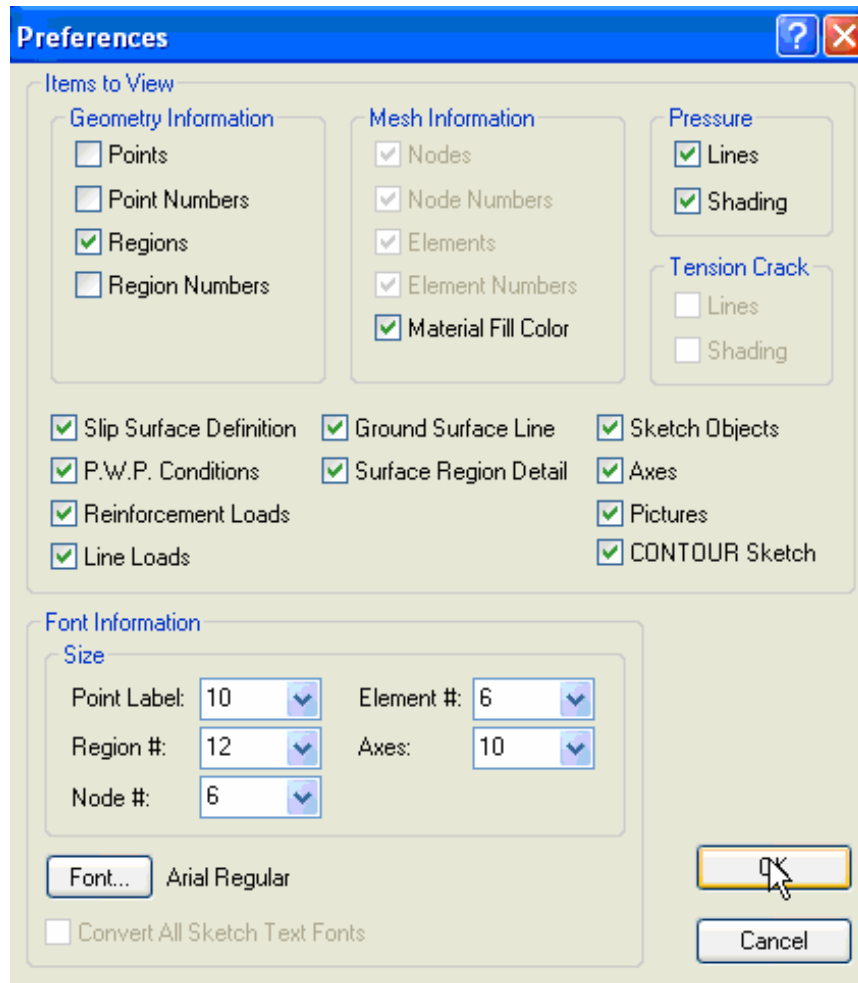


Diálogo para dibujar los rangos de la superficie

B.9 MENU VIEW.

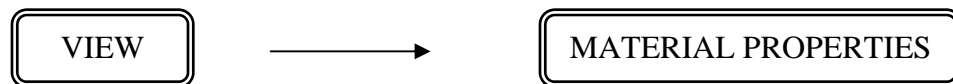
B.9.1 Preferencias.- Para activar o desactivar los números de los puntos y el número de regiones se va al menú de:



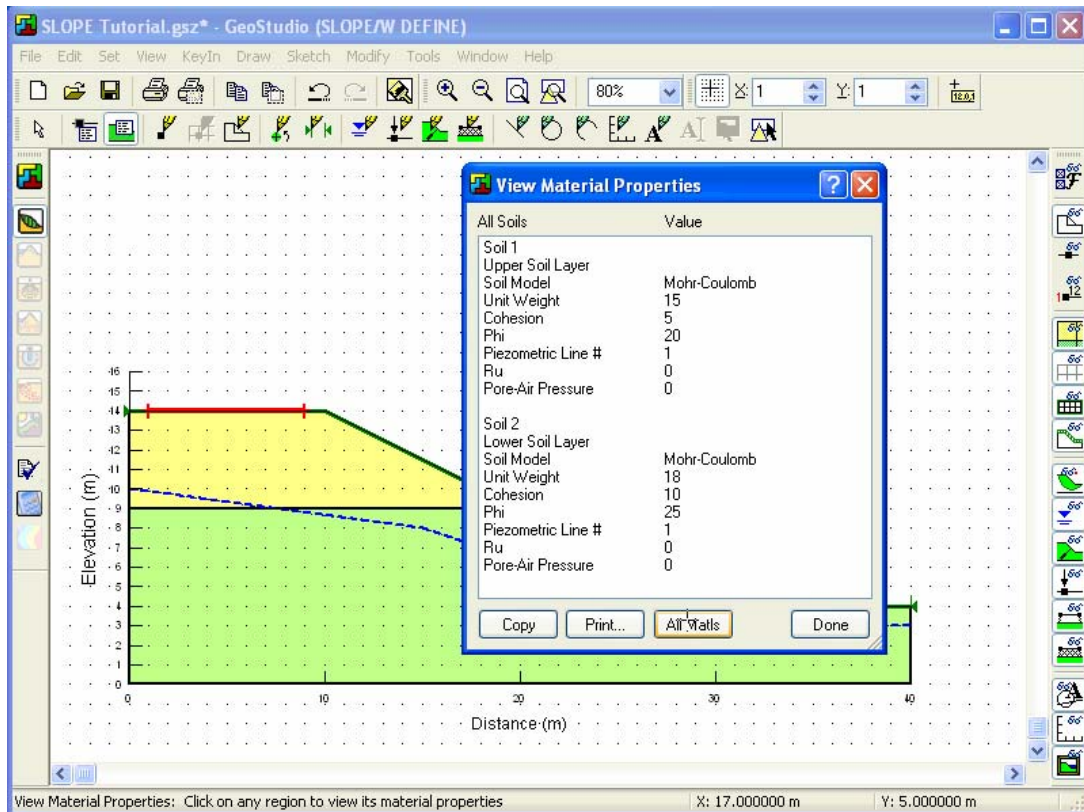


Diálogo de preferencias


B.9.2 Propiedades del material.- Después que el problema este definido se puede ver las propiedades del suelo:



Con esta opción se ve las propiedades de un suelo o de todos los que se presenten en el proyecto, en nuestro caso las propiedades de dos suelos, haciendo clic en el suelo que se desee ver las propiedades. Luego se ingresa estos valores con la opción de Done.



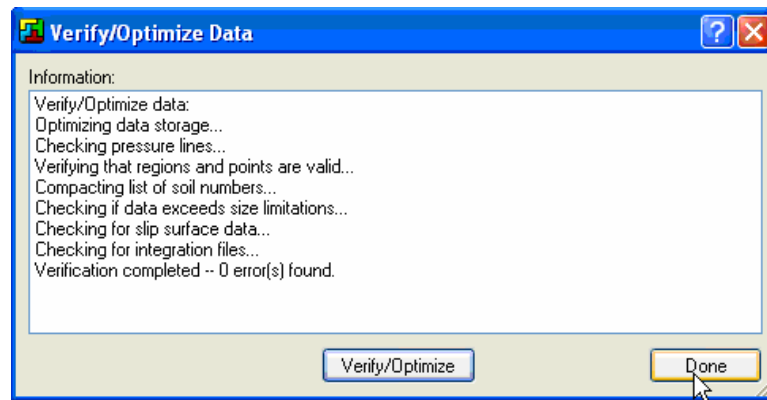
Diálogo para ver las propiedades de cada suelo

Las herramientas de Slope nos brindan la posibilidad de verificar los datos del problema, si se ha definido correctamente, realiza varios chequeos para ayudarle a encontrar errores en la definición del problema. Para verificar los datos del problema se usa el icono de 


Los mensajes del error se despliegan en la ventana de diálogo. El número total de errores encontrados se despliega en la última línea del diálogo.

Para ver todos los mensajes de la comprobación, reclasifique según tamaño la ventana de diálogo, arrastrando el borde del fondo de la ventana hasta abajo.

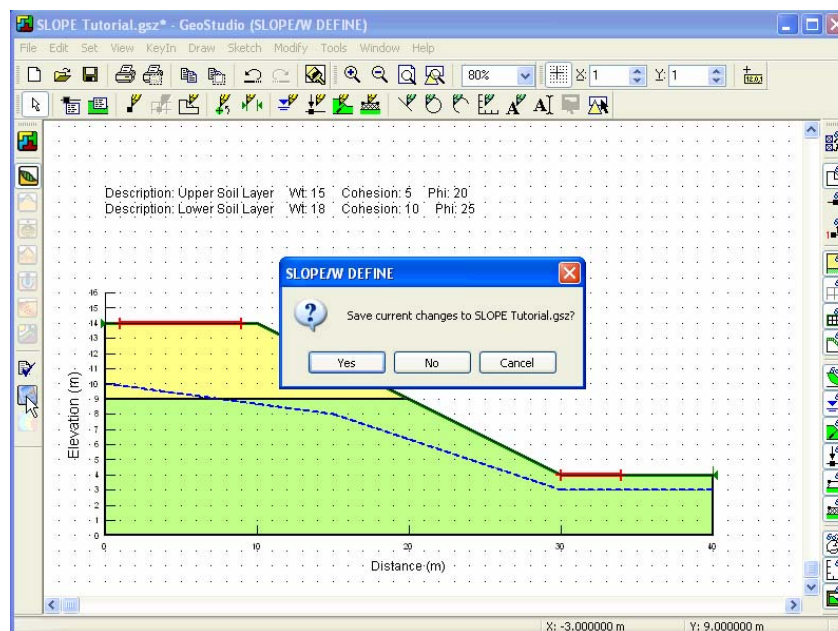
Cuando usted termine de ver los mensajes de la ventana de “verificar datos”, seleccione Done (Hecho).



Ventana para confirmación de datos

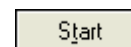
Para ejecutar el programa y obtener la solución se usa el icono 

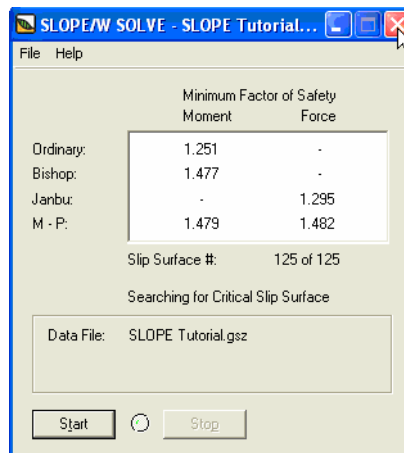
El programa por defecto le preguntara si quiere guardar los cambios efectuados.



Dialogo para guardar cambios del proyecto

Luego le sale la ventana en el cual se debe hacer correr:



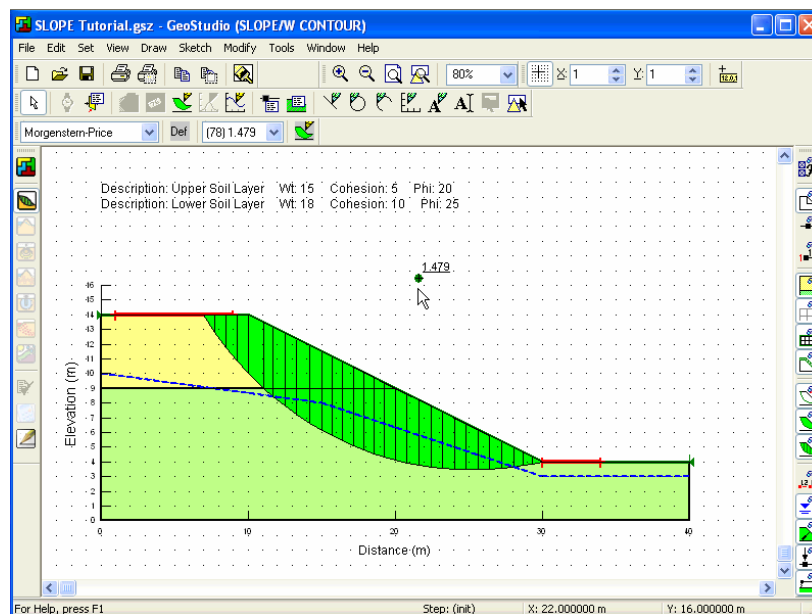


Ventana de respuestas del programa

Para el análisis del problema son analizadas 125 superficies de falla, para ver la superficie de falla se va al icono de:

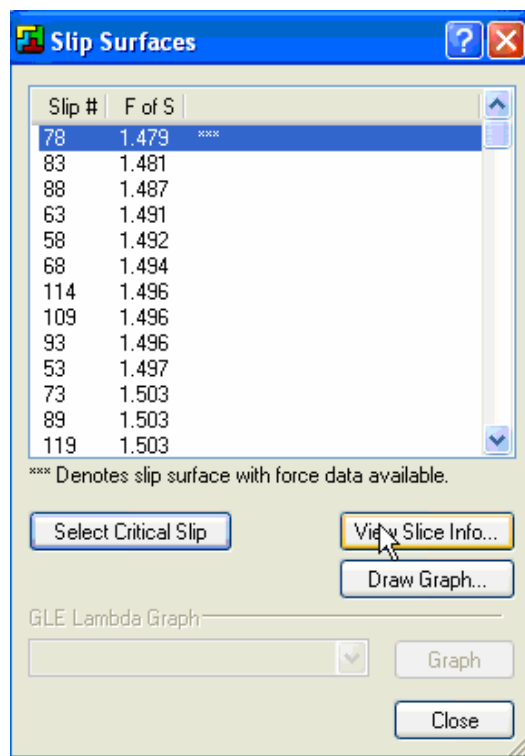
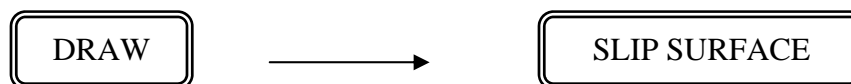


El programa nos muestra por defecto la superficie de falla con un menor factor de seguridad.



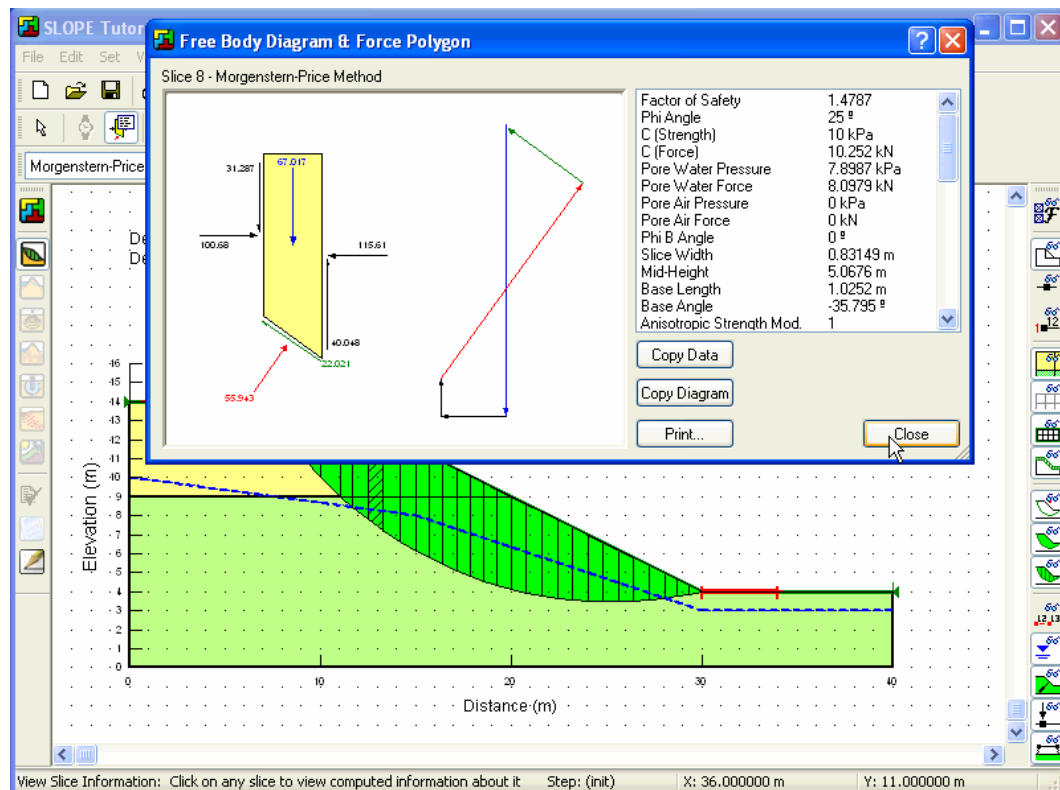
Pantalla de resultados que se obtiene con el programa

Para ver mas superficies de falla vamos al menú de:



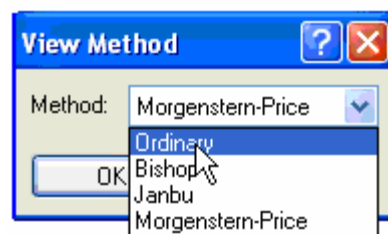
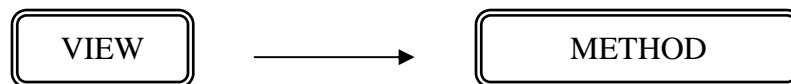
Resultados que muestra el programa.

Con esta función se puede ver los factores de seguridad para cada superficie de falla posible, también se puede observar el mas critico con **Select Critical Slip** y con la función **View Slice Info...** también se puede observar la información y diagramas de cualquier fragmento haciendo clic sobre el fragmento.



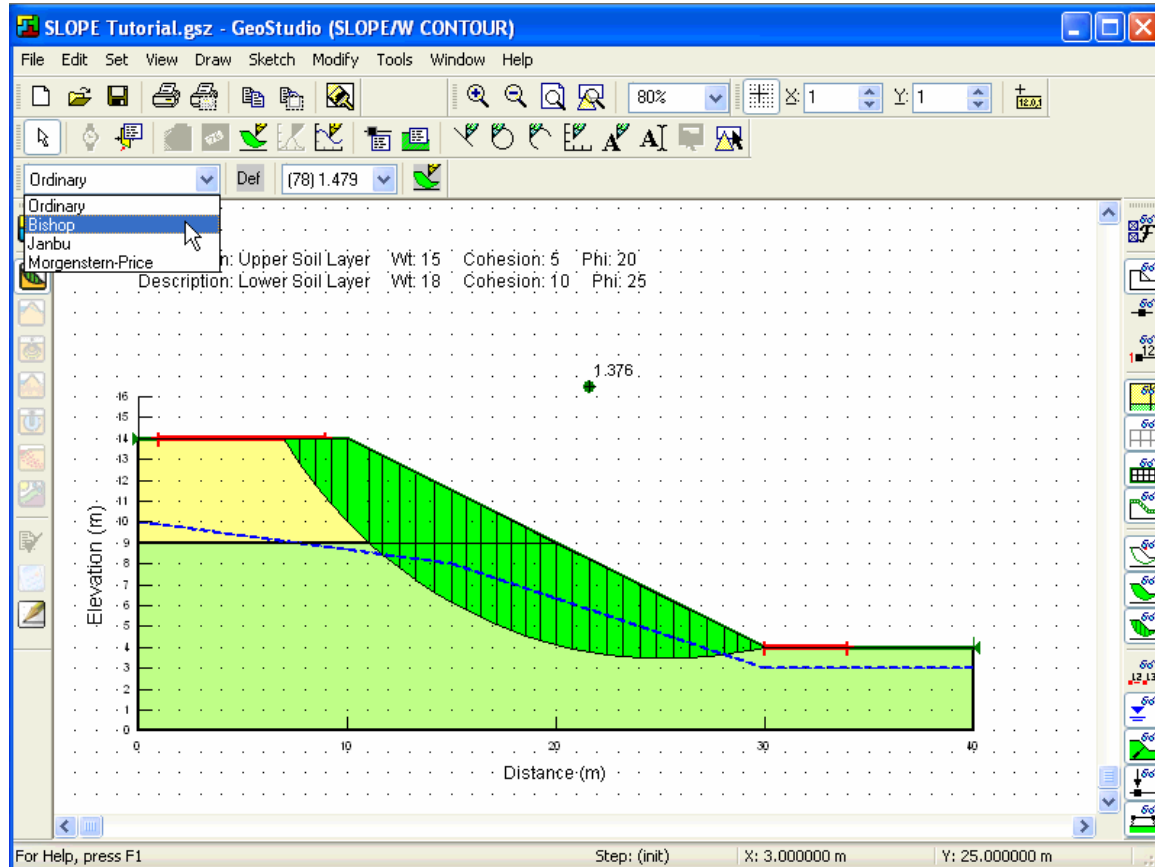
Análisis del programa

B.9.3 Método.- Con el programa podemos realizar el análisis por diversos métodos para encontrar la superficie de falla.



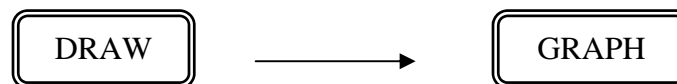
Diálogo para cambiar el método

O con el icono de la barra como se muestra:

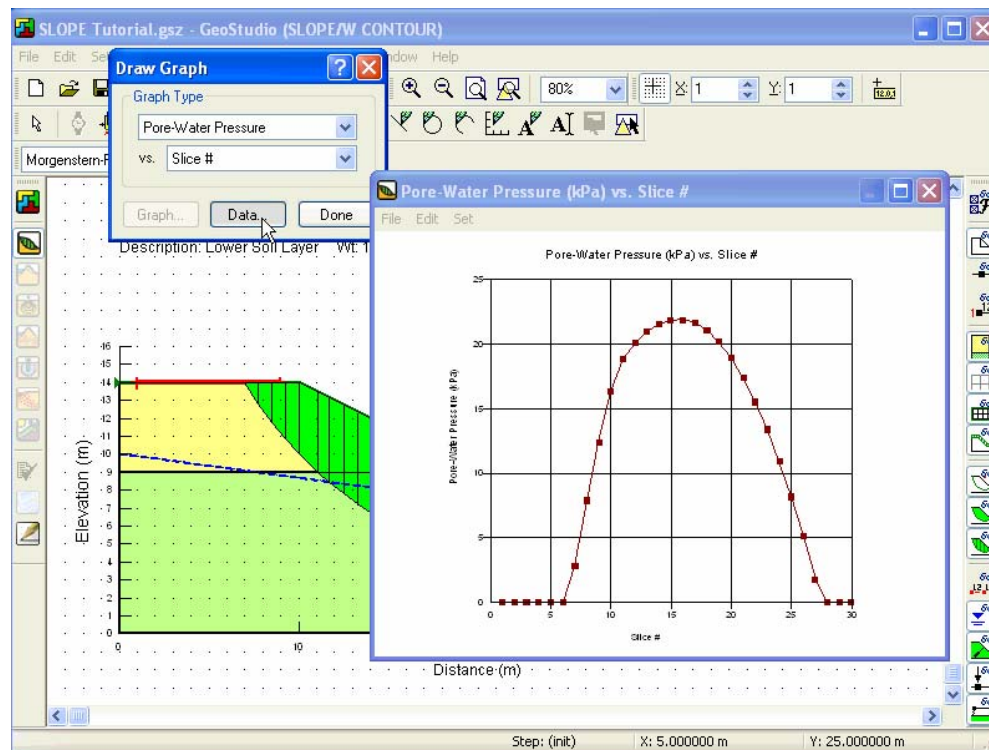
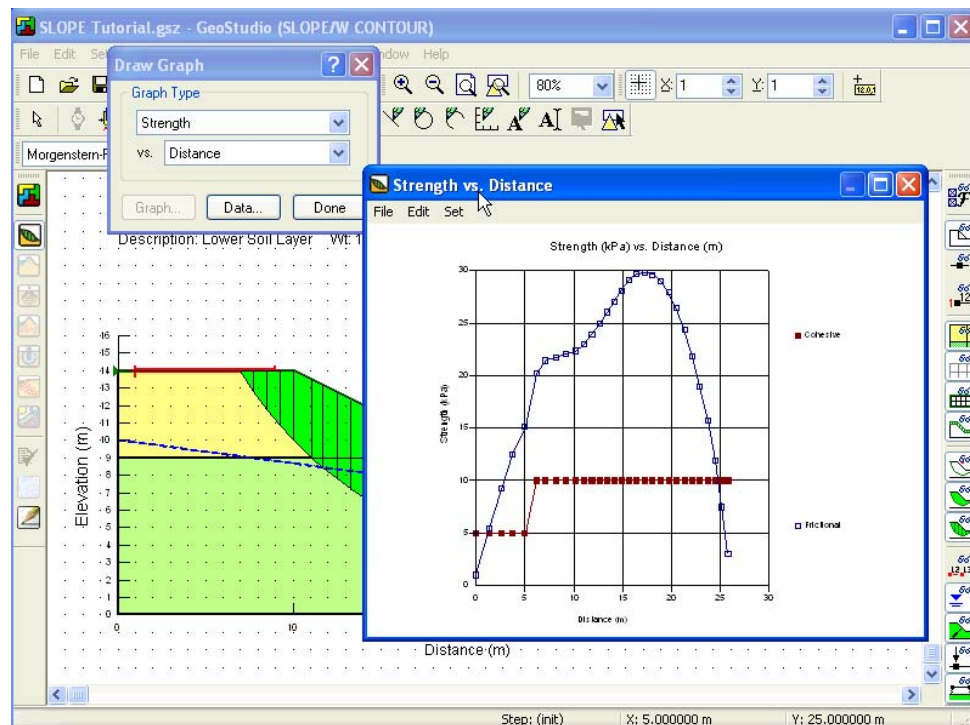


Menú para cambiar el método

Es de mucha ayuda ver los parámetros del problema (cohesión, fuerzas) ingresando a:

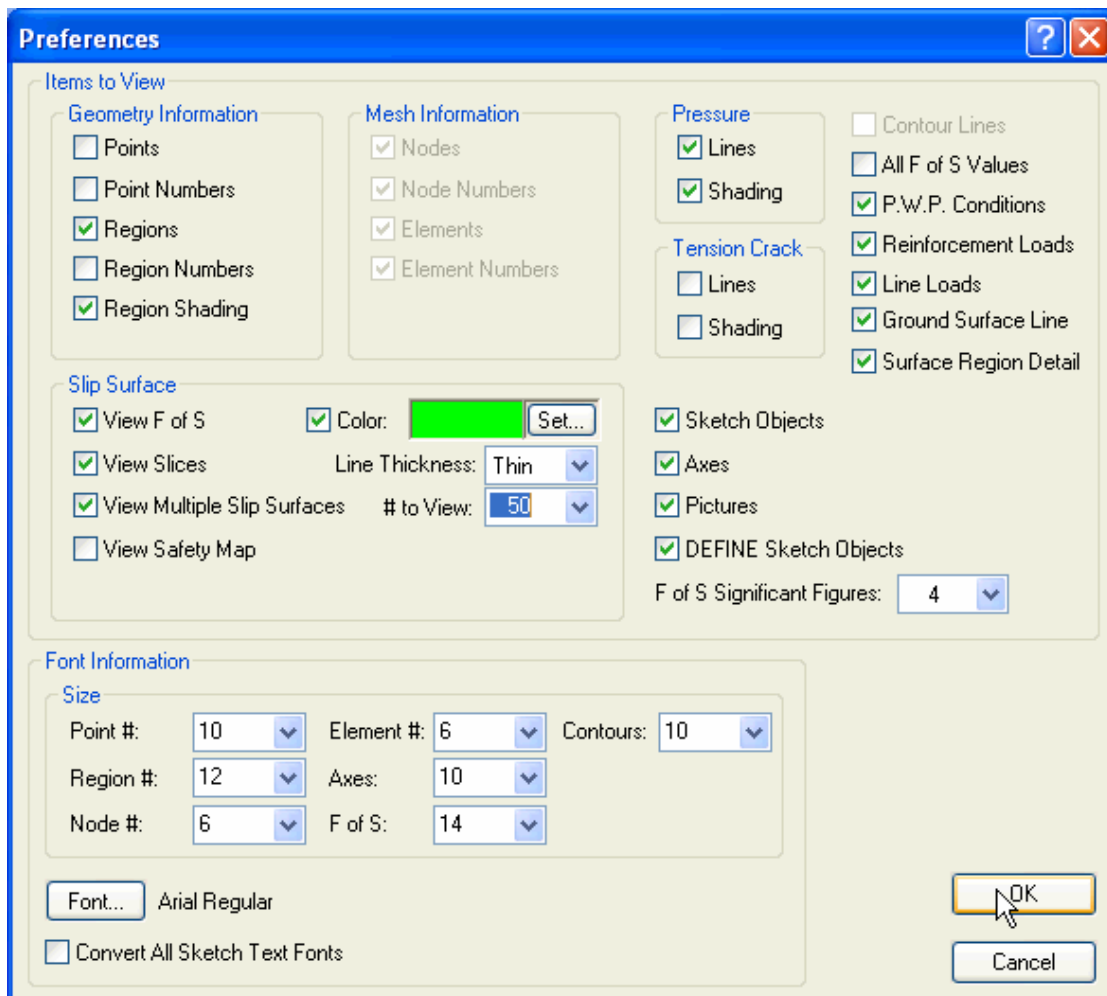


Con esta opción se puede graficar diferentes graficas:

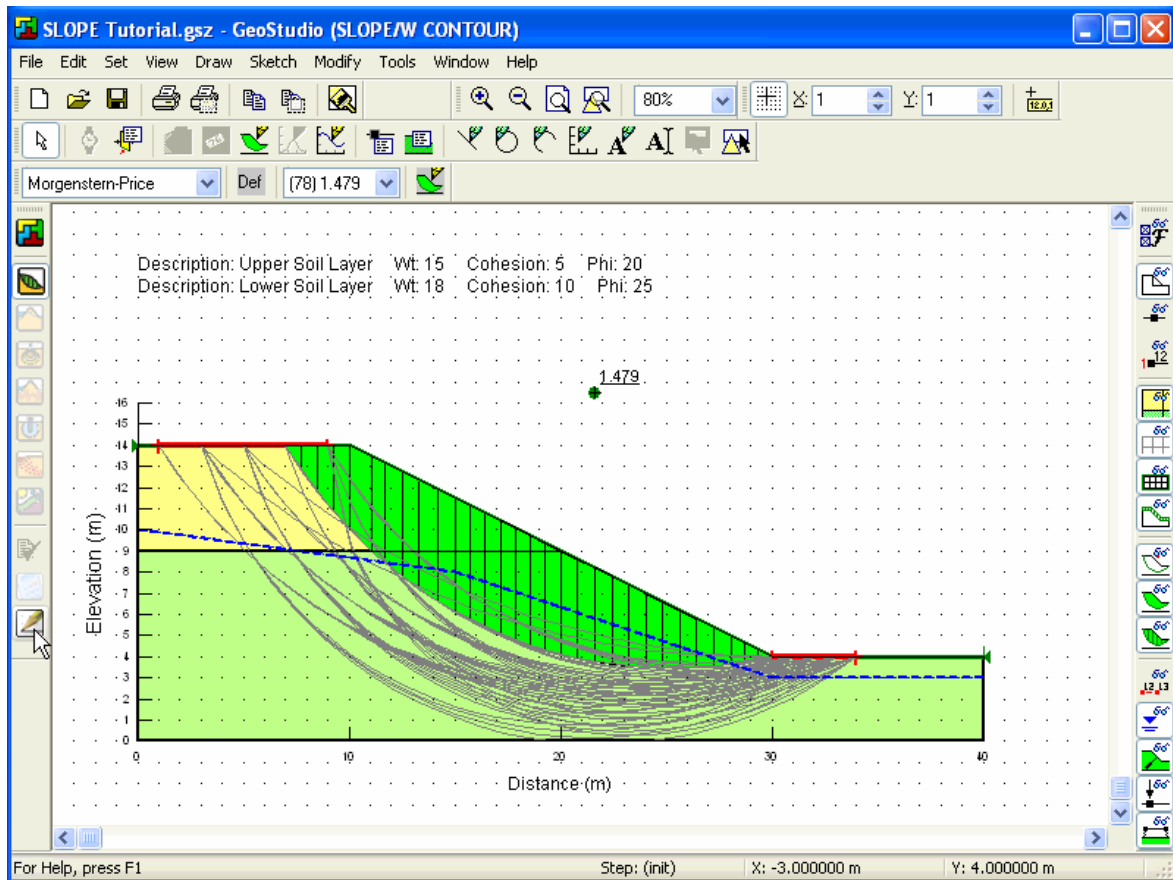


Gráficas que presenta el programa




Con **VIEW** → **PREFERENCE** se puede ver las múltiples superficies de falla y se selecciona cuantas superficies se desea ver, el programa muestra las superficies de falla con el factor de seguridad mas bajo



Ventana de preferencias



Pantalla de superficies de falla analizados por el programa

Si se desea volver a definir los datos del problema se usa el icono:  si se desea regresar a la página de inicio  o para volver al problema .

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- www.geo-slope.com
- http://downloads.geo-slope.com/media/slope_tutorial.html
- http://www.geo-slope.com/res/info-geostudio2004_integration.pdf
- info@geo-slope.com.