

# MANUAL PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESCOMBRERAS Y PRESAS DE RESIDUOS MINEROS



F. J. AYALA CARCEDO  
J. M.<sup>a</sup> RODRIGUEZ ORTIZ



INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

00883

ISBN: 84-7474-348-6  
Depósito legal: M. 9.330-1986  
Reprográficas ALMANSA  
Teléfs. 253 63 56 y 253 08 69  
Almansa, 33  
28039 MADRID

## Prólogo

Las escombreras y presas de estériles, productos residuales de la actividad minera, son unas estructuras sometidas a una dinámica conflictiva. De un lado, la explotación de minerales de leyes progresivamente menores junto al continuado crecimiento del consumo, hacen cada día mayores los volúmenes de residuos producidos. De otro lado, las exigencias sociales de respeto al medio ambiente y los requisitos de seguridad, son cada día mayores.

No es extraño que, enfrentadas a esta doble exigencia (que ha llegado a traducirse en un peso en la operación hasta del 28%), estas estructuras hayan pasado en los últimos veinte años de constituir un objeto de práctica empírica, a provocar el desarrollo de una auténtica tecnología.

El objetivo de este Manual es proporcionar a todos los que están implicados en el problema una perspectiva actual de estas técnicas. Esta perspectiva pretende ser a la vez rigurosa y asequible. También de esta forma, todos los profesionales del área iberoamericana, podrán contar por fin con un Manual en español. La existencia de algunos importantes accidentes con estas estructuras en los últimos veinte años tanto en España como en Iberoamérica (Chile, Perú, etc.), justifica por sí sola la existencia de este libro.

Se estudian en primer lugar las presas de residuos mineros procedentes de plantas de concentración. Se tratan ordenadamente las tipologías constructivas, las propiedades de los lodos, la selección del emplazamiento y los volúmenes necesarios, para continuar con el transporte de lodos, el control de agua (tan importante en regiones áridas o semiáridas) y el análisis de la estabilidad. Se termina por fin con el estudio y cuantificación del impacto ambiental, las medidas de seguridad y las condiciones de abandono. El estudio de las escombreras, sigue un camino análogo.

Contiene el Manual también unos Anejos complementarios sobre Estimación de Avenidas y Almacenamiento de residuos tóxicos o radioactivos.

El enfoque de todos los temas es fundamentalmente minero e industrial en el sentido de que las presas de residuos y escombreras son estructuras auxiliares en las que debe conseguirse la optimización de economía, seguridad y bajo impacto ambiental.

Este Manual, fruto de la vertiente minera del Instituto Geológico y Minero de España, llena un hueco indudable en la bibliografía minera y estoy convencido de que será útil a todos aquellos que trabajan en esta industria.

**Ramón Querol Muller**  
DIRECTOR GENERAL DEL IGME

# Indice

Pág.

## 1.ª Parte: GENERALIDADES

1. INTRODUCCION _____	11
2. LOS PROCESOS MINEROS Y SUS RESIDUOS _____	13
2.1 Tipos y distribución geográfica de estériles en la Minería española _____	13
2.2 Los procesos mineros y sus residuos _____	13
2.3 Consideración de los estériles en la operación minera _____	15

## 2.ª Parte: PRESAS MINERAS

3. GENERALIDADES _____	21
3.1 Definiciones _____	21
3.2 Tipologías _____	21
4. LOS LODOS Y SUS PROPIEDADES GEOTECNICAS _____	25
4.1 Introducción _____	25
4.2 Toma de muestras _____	25
4.3 Ensayos in situ _____	25
4.4 Propiedades geotécnicas características _____	26
4.4.1 Relaciones de fase _____	26
4.4.2 Peso específico _____	27
4.4.3 Granulometría _____	27
4.4.4 Plasticidad _____	31
4.4.5 Permeabilidad _____	32
4.4.6 Porosidad y consolidación _____	32
4.4.7 Resistencia al corte _____	33
5. BASES GENERALES DE DISEÑO _____	36
5.1 Selección del emplazamiento _____	36
5.1.1 Consideraciones generales _____	36
5.1.2 Topografía _____	37
5.1.3 Factores geológicos _____	37
5.1.4 Hidrología _____	37
5.1.5 Evaluación de posibles implantaciones _____	38
5.2 Estimación de las necesidades de almacenamiento _____	40
5.2.1 Pérdidas por evaporación _____	41
5.2.2 Volúmenes de decantación _____	41
5.3 Alturas de dique necesarias _____	43

	<u>Pág.</u>
6. TRANSPORTE Y VERTIDO DE LODOS _____	45
6.1 Generalidades _____	45
6.2 Transporte de lodos _____	46
6.3 Vertido de lodos _____	50
7. ESTUDIO GEOTECNICO DE LA IMPLANTACION _____	53
7.1 Cimentación del dique _____	53
7.2 Apoyo del depósito de estériles _____	56
8. CONSTRUCCION DEL DIQUE _____	57
8.1 Introducción _____	57
8.2 Métodos constructivos _____	57
8.3 Otros aspectos constructivos _____	64
8.3.1 Resguardos _____	64
8.3.2 Ancho de coronación _____	64
9. CONTROL DEL AGUA EN LAS PRESAS MINERAS _____	65
9.1 Control de aguas superficiales _____	65
9.1.1 Introducción _____	65
9.1.2 Instalaciones de retención o desvío _____	65
9.1.3 Sistemas de evacuación o recuperación de agua _____	65
9.2 Filtraciones a través del dique _____	73
9.2.1 Diques homogéneos o asimilables _____	73
9.2.2 Diques construidos hacia aguas arriba _____	79
9.2.3 Diques con tapiz de baja permeabilidad aguas arriba _____	81
9.2.4 Diques drenados _____	82
9.3 Erosión interna _____	83
9.4 Extracción forzada del agua _____	88
9.5 Infiltración desde la balsa _____	88
10. ESTABILIDAD DE LAS PRESAS MINERAS _____	89
10.1 Introducción _____	89
10.2 Selección de materiales para la formación del dique _____	89
10.3 Análisis de estabilidad _____	91
10.3.1 Formas de rotura _____	91
10.3.2 Hipótesis de cálculo y coeficientes de seguridad _____	93
10.3.3 Métodos de cálculo de la estabilidad _____	94
10.4 Estabilidad frente a efectos sísmicos o dinámicos _____	98
10.4.1 Métodos pseudoestáticos _____	99
10.4.2 Métodos dinámicos _____	101
10.5 Olas de fango _____	102
10.6 Diagnósis de balsas antiguas o en servicio _____	103
10.7 Mejora de la estabilidad de diques defectuosos _____	103
11. IMPACTO AMBIENTAL _____	105
11.1 Introducción _____	105
11.2 Impacto sobre el medio físico y recursos naturales _____	105
11.3 Impacto paisajístico y visual _____	106
11.4 Evaluación global _____	107
12. CONTROLES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD _____	108
13. RESTAURACION Y ABANDONO _____	109
<b>3.ª Parte: ESCOMBRERAS</b>	
14. INTRODUCCION _____	115
15. TIPOLOGIA DE LAS ESCOMBRERAS _____	115

	<u>Pág.</u>
16. SELECCION Y PREPARACION DEL EMPLAZAMIENTO _____	115
17. PROYECTO DE LA ESCOMBRERA _____	117
18. NATURALEZA Y PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS ESCOMBROS MINEROS _____	118
18.1 Reconocimiento de escombreras. Toma de muestras _____	118
18.2 Propiedades geotécnicas. Ensayos _____	118
19. CONDICIONES DE ESTABILIDAD _____	121
19.1 Introducción _____	121
19.2 Coeficientes de seguridad _____	121
19.3 Formas de inestabilidad _____	122
19.4 Cálculos de estabilidad _____	126
20. HIDROLOGIA Y DRENAJE _____	132
21. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS _____	137
22. MEDIDAS DE SEGURIDAD _____	143
23. IMPACTO AMBIENTAL _____	144
24. DEGRADACION DE LOS ESCOMBROS IN SITU-IGNICION ESPONTANEA _____	144
24.1 Degradación y meteorización _____	144
24.2 Fenómenos de ignición espontánea _____	144
25. ABANDONO DE ESCOMBRERAS _____	146

#### 4.ª Parte: BIBLIOGRAFIA

26. BIBLIOGRAFIA GENERAL _____	149
27. REFERENCIAS _____	149

#### Apéndice 1: ESTIMACION DE AVENIDAS

A-1.1 INTRODUCCION _____	153
A-1.2 CARACTERISTICAS DE LA AVENIDA _____	153
A-1.3 ESTIMACION DE PARAMETROS _____	154
A-1.4 CAUDALES MAXIMOS Y VOLUMENES DE AVENIDA _____	159
A-1.4.1 Caudal máximo _____	159
A-1.4.2 Hidrograma. Volumen de avenida _____	159
A-1.5 LAMINACION DE AVENIDAS _____	159

#### Apéndice 2: ALMACENAMIENTO DE ESTERILES TOXICOS, NOCIVOS O RADIATIVOS

A-2.1 INTRODUCCION _____	165
A-2.2 ESTERILES TOXICOS, NOCIVOS O RADIATIVOS _____	165
A-2.3 TIPOLOGIA DE DIQUES _____	166
A-2.4 SELECCION DE EMPLAZAMIENTOS _____	166
A-2.5 PROPAGACION Y DISPERSION DE CONTAMINANTES _____	168
A-2.6 REVESTIMIENTOS ARTIFICIALES _____	171
A-2.7 CONTROL DE EMISIONES GASEOSAS-RECUBRIMIENTOS SUPERFICIALES _____	174
A-2.8 CAPTACION Y CONTROL DE EFLUENTES _____	176
A-2.8.1 Drenes de fondo _____	176
A-2.8.2 Otros tratamientos _____	176
A-2.8.3 Control de niveles de contaminación _____	176
A-2.9 ABANDONO DE LAS BALSAS _____	178
A-2.10 ESCOMBRERAS _____	178
INDICE TEMATICO _____	181

**1.<sup>a</sup> Parte**  
**GENERALIDADES**

## 1.ª Parte:

# GENERALIDADES

### 1. INTRODUCCION

El presente Manual tiene por objeto suministrar a los técnicos encargados de las explotaciones mineras unas normas de buena práctica respecto a la implantación, construcción y abandono de depósitos de estériles, tanto procedentes de lavadero (*presas y balsas de residuos*) como materiales gruesos vertidos en seco (*escombreras*).

Las recomendaciones de este Manual reflejan la práctica de las instalaciones españolas cuando ésta se considera de interés general para otras explotaciones, así como las normas y tendencias más modernas a nivel internacional.

Desde el primer inventario de estas instalaciones realizado por el IGME en 1972 ya se puso de manifiesto la precaria estabilidad de muchas presas de residuos y la necesidad de aplicar criterios geotécnicos a su diseño y construcción. Estos problemas ya habían salido a la luz en otros muchos países, generalmente como consecuencia de roturas catastróficas.

En mayo de 1966 se rompió por rebose bajo fuertes lluvias un dique de residuos de 12 metros de altura en Bulgaria; la ola de lodo de 5 metros de altura arrasó las localidades de Zgorigrad y Vratza, destruyendo 196 casas y causando más de 100 muertos.

Otro accidente notorio fue el ocurrido en Aberfan (País de Gales) el 21 de octubre de 1966, cuando una escombrera de carbón de 36 metros de altura fluyó en forma de colada, reco-

rriendo unos 600 metros y causando la muerte a 144 personas.

Quizá el accidente más importante conocido se produjo el 26-2-72 al romperse la balsa de residuos de carbón de Buffalo Creek (W. Virginia, EE.UU.) causando 125 muertos y dejando sin hogar a 4.000 personas.

Han sido también de gran importancia las roturas de diques de residuos en Chile (El Cobre) y Japón (Mochikoshi) como consecuencia de la licuefacción de lodos arenosos bajo el efecto de terremotos.

Durante la preparación de este Manual, el 19 de julio de 1985, reventó una presa minera en Stava (Trentino, Italia), pereciendo unas 180 personas bajo la riada de 30.000 m<sup>3</sup> de lodos de fluorita, que se desplazaron valle abajo a más de 150 km/h.

Sin llegar a consecuencias catastróficas se han producido también fallos de origen diverso como el colapso de la chimenea de drenaje, socavación del pie del dique por aguas de escorrentía, desprendimientos de escombreras o balsas sobre cauces, etc.

En bastantes casos, el fallo se produce al crecer excesivamente balsas muy antiguas, cuyos problemas de cimiento o estabilidad se han olvidado a lo largo de una dilatada explotación.

Para evitar estos desastres es necesario que exista un proyecto previo de cada balsa, consi-

derando la naturaleza y singularidades del terreno de implantación, la estabilidad en cada fase de elevación, los sistemas y puntos de vertido, la formación del dique, la velocidad de crecimiento y el control del comportamiento de la estructura. En gran número de casos los problemas están asociados con un deficiente drenaje del cimiento, obturación de manantiales, etc., y con la insuficiente capacidad de los medios de evacuación de las escorrentías y lluvias acumuladas.

Recientemente se está prestando considerable atención a los efectos, muchas veces irreparables, sobre el medio ambiente, en forma de contaminación de acuíferos, polución de cauces, polvo o, lo que es más grave, liberación de productos tóxicos o radiactivos. El 16 de julio de 1979 se produjo la rotura de una balsa en Church Rock (New México, EE.UU.) escapando 380.000 m<sup>3</sup> de agua y lodos de uranio, existiendo referencias de otros varios casos.

La intención de este Manual es llamar la atención sobre todos estos aspectos del problema y proporcionar unas bases y criterios de diseño suficientemente precisas, sin entrar no obstante en detalles generales de práctica ingenieril o de elevada especialización que, lógicamente, deberán ser objeto de tratamiento más profundo. A este fin se incluye una detallada bibliografía al final del Manual.

No se ha incluido en el Manual el tratamiento de lodos o escombros de tipo industrial, como los procedentes de fosfatos, bauxitas, procesos siderúrgicos, químicos, etc. No obstante gran parte de las recomendaciones son también aplicables a estos casos.

Tampoco se tratan métodos especiales de deposición, como el relleno de cavidades minadas o el vertido bajo aguas marinas, ya que estos sistemas plantean problemas singulares y exigen tecnologías que se escapan del ámbito de este Manual.

Por sus importantes repercusiones ambientales, se ha dedicado un capítulo especial a los

residuos tóxicos y radiactivos, con especial atención a las medidas de control de la contaminación y a la protección a largo plazo de los depósitos de estériles.

No se discute en este Manual la optimización de la explotación minera y el papel que desempeña en la misma el depósito de estériles, dando por sentado que la decisión sobre la constitución del mismo se deriva de un estudio detallado de opciones y comparación de alternativas. No obstante, en el apartado 2.3 se hacen algunas consideraciones al respecto.

En la elaboración de este Manual se han tenido en cuenta las normas o recomendaciones extranjeras existentes y en particular:

- El informe «Waste Embankments» 1977 del *Canada-Centre for Mineral and Energy Technology*.
- El «Manual del Comité de Presas Mineras e Industriales» de la *Comisión Internacional de Grandes Presas* (1982).

Así como numerosos Congresos, publicaciones y proyectos sobre residuos mineros.

Por último, los autores quieren agradecer la información recibida de numerosas empresas mineras españolas y las facilidades encontradas en las visitas a las diversas instalaciones.

En particular se agradece la colaboración de Río Tinto Minera, S.A., a través del Director de Minería D. Augusto Martínez; la de D. Paulino Calatayud de la Cia. Andaluza de Minas; la de D. Fernando Belzunce de Magnesitas Navarras, S.A., etc.

Expresan asimismo su agradecimiento a los diversos especialistas que han aportado sus comentarios y experiencias al presente Manual y en especial al Ingeniero de Minas don Ignacio Albisu.

Agradecen igualmente su colaboración en la realización de gráficos y dibujos a la señorita Natalia Rico y a don Manuel Rodríguez Selfa.

## 2. LOS PROCESOS MINEROS Y SUS RESIDUOS

### 2.1 Tipos y distribución geográfica de estériles en la Minería española

En la figura adjunta 2.1 se muestra la localización de las cuencas o yacimientos más importantes de la Minería española.

Lógicamente las mayores escombreras están asociadas con las grandes explotaciones a cielo abierto, destacando las de Alquife (Granada), Sierra Menera (Teruel), etc. En la minería del carbón son importantes las de La Matona, Pumaridongo, Reicastro y Morgao (Mieres), Lada, Mosquitera, etc.

Por el contrario, los mayores depósitos de estériles de lavadero se localizan generalmente en la minería metálica, tanto en explotaciones a cielo abierto como de interior. Existen presas de residuos muy importantes en Río Tinto-Nerva (Huelva), Exminesa (Villafranca del Bierzo), Reocín (Santander), Magnesitas de Navarra (Pamplona), etc. Es difícil estimar la producción anual de estériles de la Minería española pero no resulta excesivo admitir que la tendencia que se observa actualmente es hacia la explotación de cuencas con leyes cada vez menores. Por ello, cabe suponer que el volumen de residuos producido seguirá una tendencia creciente. Esto es válido, no solamente para yacimientos nuevos; también en los yacimientos en explotación se irán poniendo probablemente en producción zonas ahora consideradas marginales. Ello requerirá depósitos de estériles mayores de los inicialmente previstos o la construcción de otros nuevos. En definitiva, parece razonable prever un aumento del tamaño de los depósitos de estériles mineros, dada la tendencia observada de reducción del número de minas en todos los sectores. Esto plantea la necesidad de poner en juego criterios más rigurosos en todo lo relacionado con estos depósitos.

### 2.2 Los procesos mineros y sus residuos

Los *escombros* mineros son generalmente masas estériles de roca o tierra procedentes de los recubrimientos no aprovechables de las explotaciones a cielo abierto o de las rocas encajantes, galerías en estéril, etc., de la minería de interior.

Su extracción puede ser por medios mecánicos o con ayuda de voladuras y solamente sufren los procesos mecánicos derivados de la carga, transporte y vertido, viniendo por tanto fuertemente condicionados por la forma de excavación.

Es frecuente no obstante el vertido en escombreras de otros materiales como los procedentes de explanaciones, preparación de pistas, demoliciones, etc., sin contar rechazos de machaqueo o de otras fases de la planta de tratamiento. Más excepcionalmente se han utilizado las escombreras como vertederos de basura o depósito ocasional de lodos.

Por lo que respecta a los *lodos*, éstos constituyen el residuo final de un proceso mucho más laborioso.

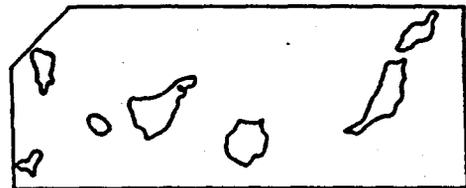
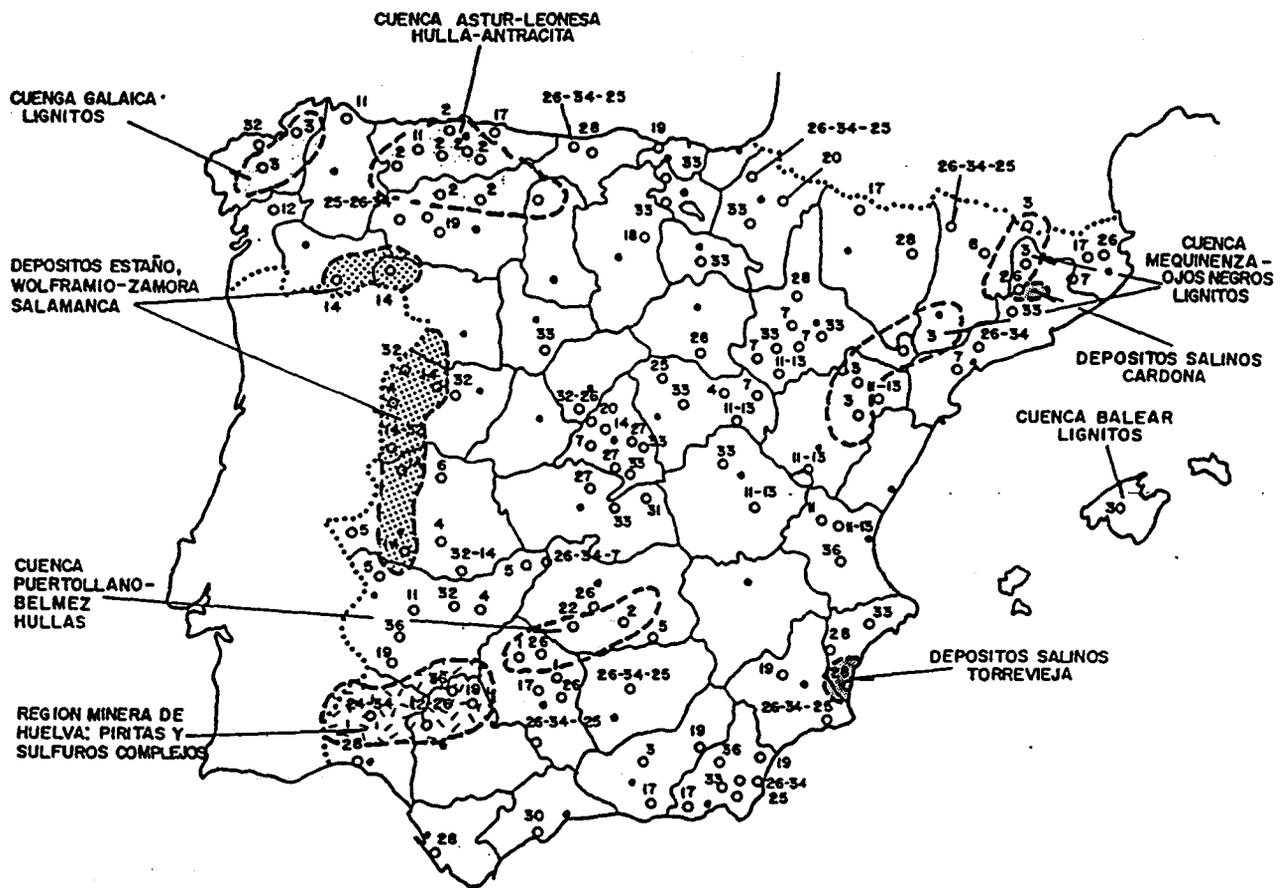
Dicho proceso se inicia con el *machaqueo* de los fragmentos de roca o mineral que contienen el producto explotable. El machaqueo primario se realiza con machacadoras giratorias o de mandíbulas, capaces de aceptar bloques de gran tamaño hasta un límite controlado por el oportuno cribado.

En una fase posterior, o machaqueo secundario, los fragmentos de roca se reducen a tamaños de arena mediante molinos de martillos, machacadoras de cono, etc.

Por último se consigue una última reducción de tamaño mediante molinos de bolas o barras, alcanzando tamaños inferiores al milímetro. El tamaño final alcanzado condiciona la granulometría de los lodos resultantes, junto con el contenido de minerales arcillosos y la disgregación que puede producirse en las fases siguientes de tratamiento.

El grado de molienda del mineral se adapta lógicamente al proceso de extracción elegido, según se requiera una homogeneidad de tamaños, mayor o menor superficie específica, etc.

Puede advertirse que el proceso de fragmentación descrito es muy diferente del que acompaña a los procesos de sedimentación en la naturaleza y por ello, salvo en minerales muy ar-



**LEYENDA**

**MINERALES ENERGETICOS SOLIDOS**

- 1. ANTRACITA
- 2. HULLA
- 3. LIGNITO
- 4. URANIO

**MINERALES NO ENERGETICOS**

- |               |                |                     |
|---------------|----------------|---------------------|
| 5. ANTIMONIO  | 16. FELDESPATO | 27. SEPIOLITA       |
| 6. ATAPULGITA | 17. FLUORITA   | 28. SAL             |
| 7. BARITINA   | 18. GLAUBERITA | 29. SALES POTASICAS |
| 8. BAUXITA    | 19. HIERRO     | 30. TALCO           |
| 9. BENTONITA  | 20. MAGNESITA  | 31. THENARDITA      |
| 10. BISMUTO   | 21. MANGANESO  | 32. WOLFRAMIO       |
| 11. CAOLIN    | 22. MERCURIO   | 33. YESO            |
| 12. COBRE     | 23. ORO        | 34. ZINC            |
| 13. CUARZO    | 24. PIRITAS    | 35. FOSFATOS        |
| 14. ESTAÑO    | 25. PLATA      | 36. MARMOL          |
| 15. ESTRONCIO | 26. PLOMO      |                     |

Fig. 2.1 Zonas mineras españolas.

cillosos, las partículas muestran una notable angulosidad incluso en los tamaños más finos, lo cual influye decisivamente en las propiedades geotécnicas de los lodos.

El tratamiento del mineral se continúa con la fase denominada de *concentración*, en la que se separan las partículas de mayor ley o riqueza mineral (*concentrado*) de aquellas estériles o de baja ley (*residuos*).

Los métodos de concentración varían considerablemente según el tipo de mineral, si bien pueden agruparse en los grandes grupos siguientes:

— *Separación por gravedad* en el que se separan las partículas minerales aprovechables de las estériles, a partir de una suspensión en agua, mediante rebosaderos, mesas vibratorias, tornillos espirales, etc., aprovechando una apreciable diferencia de densidad entre ambos tipos de partículas.

— *Separación magnética*, utilizada con minerales de hierro, separándolos del estéril mediante electroimanes en un separador de cinta o tambor.

— *Flotación*. En este proceso, muy extendido en la minería metálica, se tratan las partículas con diversos reactivos químicos que las hacen repelentes al agua y adherentes a burbujas de aire, de forma que pueden sobrenadar la suspensión en forma de espuma.

El uso de los citados reactivos, entre los cuales se encuentran ácidos y bases modificadores del pH, derivados del petróleo, ácidos orgánicos e incluso cianuros, hacen que estos procesos planteen problemas de contaminación en los efluentes del lavadero y, en su caso, del depósito de lodos.

El concentrado final es el producto que se envía a las instalaciones de refinado, fundición, etc., salvo en el caso del carbón, que se utiliza directamente una vez seco.

Los procesos citados no son los únicos, pudiendo citarse también el *lixiviado* con ácido sulfúrico utilizado en la extracción de uranio u óxidos de cobre o las soluciones alcalinas de cianuro sódico empleadas para la extracción de plata y oro. En otros casos los tratamientos son de tipo térmico, como la *calcinación* de fosfatos naturales o la extracción de kerógeno de las pizarras bituminosas.

En la mayor parte de los casos los estériles de lavadero junto con el agua utilizada para formar la suspensión se bombean o transportan al depósito de residuos, cuyo desarrollo es el objeto de este Manual. En algunos casos, sin embargo, puede eliminarse parte del agua a la salida del lavadero para recircularla o para reducir los volúmenes transportados y ganar capacidad en el depósito de estériles. Esta operación se hace mediante decantadores, *espesadores* o filtros pero el bajo rendimiento de estas instalaciones, el espacio ocupado y los costes operativos hacen que se utilice con poca frecuencia.

### 2.3 Consideración de los estériles en la operación minera

Los estériles son consecuencia inevitable de la actividad minera, debiendo estudiarse su almacenamiento en condiciones óptimas, sin olvidar otros factores importantes en algunos casos como la recuperación de agua, el control de efluentes contaminantes, etc.

La construcción de los depósitos de estériles debe integrarse desde el principio en la *planificación* de la mina. No debe olvidarse que todas las operaciones mineras son en gran medida movimientos de estéril, y que la economía de la operación depende en buena medida de un movimiento y depósito adecuados. A menudo estos depósitos han sido considerados como algo marginal a los que se prestaba poca atención. Sin embargo, todos los que han tenido problemas con ellos conocen por experiencia su importancia y la necesidad de su planificación.

La planificación, debe hacerse en función de las producciones de estéril, el balance de agua a almacenar y su escalonamiento en el tiempo. A la vista de las disponibilidades, puede irse programando la construcción y previendo las necesidades de medios. Esto debe materializarse en los correspondientes perfiles, plantas y alzados, que después deben replantearse topográficamente. Eventualmente pueden programarse también las compras de terreno si son necesarias.

No debe perderse de vista que la incidencia del depósito de estériles en el costo total de una operación puede llegar a ser del 20 por 100. El carácter peculiar de este coste radica en que se trata de un *coste necesario pero improductivo*.

vo. La inversión en mina o planta, siempre tendrá un reflejo en la producción: más, o de mejor ley. Se trata de un costo que, habida cuenta de las funciones necesarias del depósito de estériles y del conjunto de factores condicionantes, debe tratarse de reducir al mínimo.

Esta reducción al mínimo, criterio básico de selección, no debe, sin embargo, hacerse a costa de la *seguridad* ni del deterioro inadmisibles del *medio ambiente*. Por una parte, la degradación del medio ambiente suele ser a menudo irreversible, y puede traducirse en unos costos inaceptables para la comunidad, que lógicamente tratará que recaigan en el explotador. Se trata generalmente de una exigencia externa a la operación minera. El problema estriba en que es mejor contar con ella desde el principio e ir invirtiendo en restauración paulatinamente, que no encontrarse repentinamente con prescripciones severas para plazos breves. Por otro lado, la aparición de inestabilidades en el depósito de estériles, puede perjudicar seriamente toda la operación, dándose el caso de que un elemento secundario en la formación del costo unitario deteriore la economía de toda la explotación.

Eso, sin contar con las consecuencias de una posible catástrofe, que puede arruinar la operación entera. Suelen ser preferibles por este concepto varios depósitos escalonados a un depósito único de gran capacidad. Interesa además tener puntos de vertido alternativos frente a una incidencia en el depósito principal.

Habida cuenta de estos dos aspectos fundamentales, deben evaluarse los costos de las diversas opciones de depósito seleccionadas con objeto de decidir entre ellas por el criterio del costo unitario mínimo por tonelada o metro cúbico de residuo almacenado.

El coste puede descomponerse de la manera siguiente:

$$\text{COSTE UNITARIO} = \frac{\text{COSTES DE INVERSION} + \text{COSTES OPERATIVOS}}{\text{CANTIDAD ALMACENADA}}$$

y a su vez:

$$\text{COSTES DE INVERSION} = C_T + C_A + C_I$$

$C_T$  = Coste del terreno.

$C_A$  = Coste de acondicionamiento del terreno y obras de preparación (zanjas, dique inicial, etc.).

$C_I$  = Coste de las instalaciones (tuberías, pis-

tas, baterías de ciclones, bombas, etc.) y maquinaria.

$C_T$  es mínimo a igualdad de precio unitario del terreno para aquellos emplazamientos con capacidad específica de almacenamiento ( $t/Ha$  ó  $m^3/Ha$ ) mayor.  $C_A$  varía con la tipología en las presas de residuos, con las dimensiones de la cerrada, con las necesidades de aliviadero, etc.  $C_I$  varía con la distancia de transporte, y obviamente con la producción diaria que quiere depositarse.

A su vez, los costes operativos puede descomponerse en:

$$\text{COSTES OPERATIVOS} = C_{B/T} + C_{M/T} + C_M + C_{D/A} + C_R + C_{M/O}$$

$C_{B/T}$  = Costes de Bombeo (lodos y agua clara) o transporte de escombros.

$C_{M/T}$  = Costes de Movimiento de Tierras en el propio depósito.

$C_M$  = Costes de Mantenimiento de instalaciones y maquinaria.

$C_{D/A}$  = Costes de Depuración y aditivos.

$C_R$  = Costes de Restauración.

$C_{M/O}$  = Costes de Mano de Obra y Administración.

$C_{B/T}$  depende directamente de la opción elegida. En la figura 2.2 pueden verse dos opciones posibles para una presa de lodos. En la opción, no aconsejada, de depósito por debajo de la planta deben bombearse lodos contra la gravedad con el gasto consiguiente de energía y repuestos, mientras que en la opción lógica, hacia abajo, el lodo necesita muy poco o ningún bombeo. Respecto a los escombros, en la figura 2.3 se esquematizan los centros de gravedad de la excavación y de los posibles depósitos de escombros. Obviamente el transporte contra la gravedad, es más caro. Sin embargo, en contra de la idea intuitiva de que lo más aconsejable es transportar el escombros hacia el punto más bajo con camiones, lo más conveniente es el transporte casi a nivel. Desde un punto de vista de costos, la prioridad en las opciones sería la señalada con los números 1, 2 y 3. Para producciones importantes de escombros, debe analizarse la opción *banda transportadora* que aunque de mayor coste de inversión, puede tener un costo unitario total menor por sus bajos costes operativos.

$C_{M/T}$  depende en presas de lodo de la tipología. La opción más barata es la de construcción

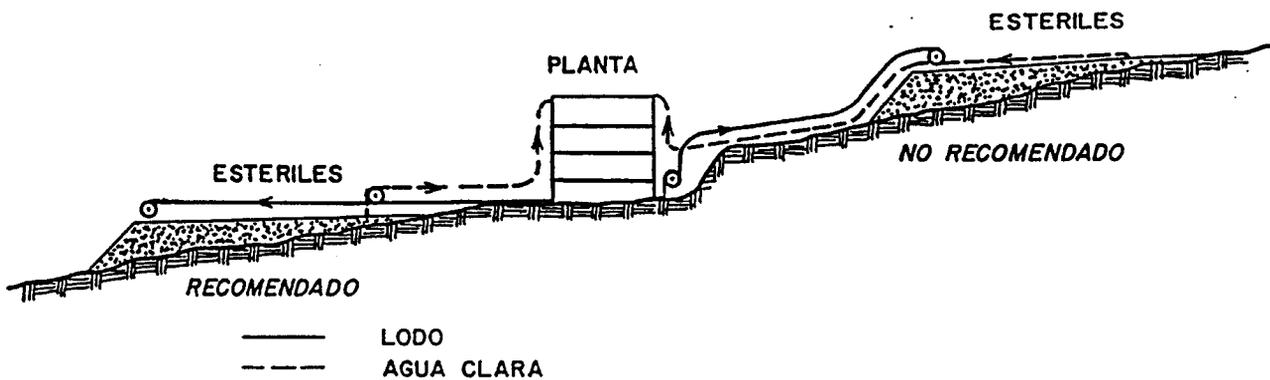


Fig. 2.2 Localización del depósito de estériles respecto de la planta de tratamiento.

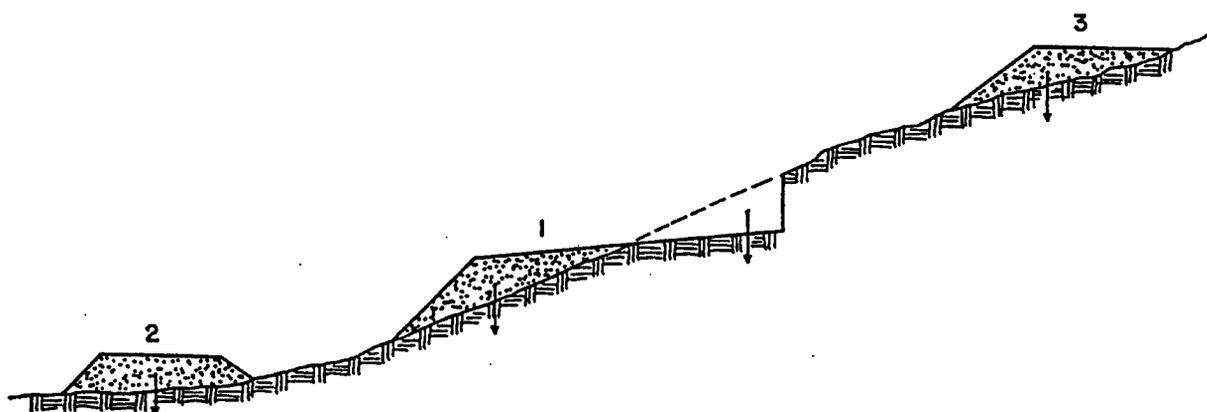


Fig. 2.3 Localización de las escombreras respecto de la excavación.

hacia aguas arriba. En escombreras los costes menores corresponden a escombreras vertidas frente a escombreras construidas por tongadas.

Los costos de mantenimiento dependen de la granulometría y tipo de residuo (abrasivo, agresivo), calidad constructiva de las pistas mineras, etc.

$C_{DIA}$  depende obviamente de los requisitos de la planta y de la calidad del efluente.

Los costos de restauración,  $C_R$ , dependen de la severidad de la Normativa ambiental, del tipo de residuo, del clima, de la relación Superficie del Depósito/Volumen, del impacto visual, etc. Se consideran costes operativos porque lo razonable es en general ir restaurando a medida que se construye el depósito.

$C_{MO}$  depende de la calidad de las instalaciones, del número de depósitos, de la automatización del sistema, etc.

En definitiva se trata de, una vez hecho el análisis correspondiente, optar por el Coste Total Unitario mínimo. Una vez en operación es conveniente (igual que en el resto de los sectores) llevar un control de costes con objeto de mejorar los mismos. Debe tenerse presente, sin embargo, que la operación con más incidencia económica es un buen diseño y la selección del emplazamiento.

Parece ocioso decir que un depósito de estériles es una estructura compleja y heterogénea cuyas condiciones varían a lo largo del tiempo.

Es necesario, por tanto, controlar a lo largo de su desarrollo la evolución de factores muy

diversos como efluentes, naturaleza de las filtraciones, geometría, materiales vertidos, etc., tal como se detalla a lo largo del presente Manual.

Respecto a la responsabilidad y gestión de los depósitos de estériles es habitual en minería metálica que la presa de lodos dependa de la planta y en minería de carbón o hierro dependa de la

mina. Sin embargo, el personal debe tener un perfil especial. Es necesario que junto al conocimiento de procesos mineros y de concentración, tenga una sólida formación en Mecánica de Suelos y en Ingeniería Ambiental, ya que sin ellos difícilmente puede cumplir su cometido con eficacia. En el caso de escombreras, debe además contarse con una sólida formación en Ingeniería de Movimientos de Tierras.



**2.<sup>a</sup> Parte**  
**PRESAS MINERAS**

*Balsa de Iodos de Magnesitas  
de Navarra, S.A.*

## 2.<sup>a</sup> Parte

# PRESAS MINERAS

### 3. GENERALIDADES

#### 3.1 Definiciones

Dentro del nombre genérico de *presas mineras* o *balsas* se engloban en este Manual diversas denominaciones locales utilizadas para designar depósitos de estériles de lavadero en suspensión acuosa.

En una balsa se distinguen habitualmente (Fig. 3.1).

- El *dique* o *muro* exterior que sirve de contención a los estériles.
- La *playa* de arenas o estériles gruesos depositados en las proximidades del punto de vertido.

- El *lago de aguas claras*, decantadas.
- El depósito de *lodos sedimentados*.

#### 3.2 Tipologías

La tipología de las balsas es muy variada, pudiendo distinguirse los siguientes tipos:

- a) *Por la constitución del muro exterior:*
- Con utilización de una fracción de los propios lodos (generalmente los gruesos separados por deposición junto al punto de vertido o por ciclonado).
  - Con utilización de materiales de aportación.

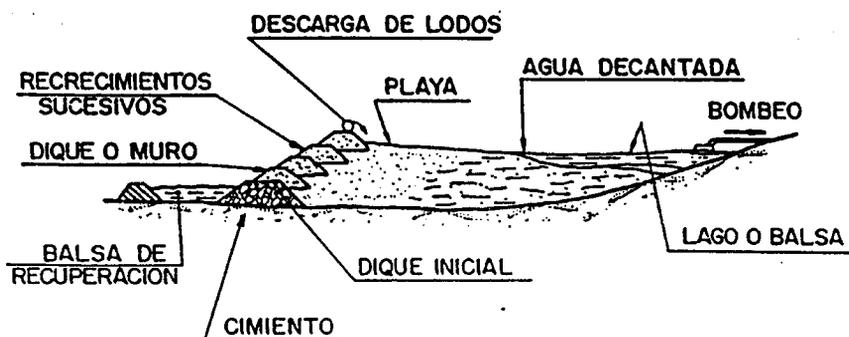
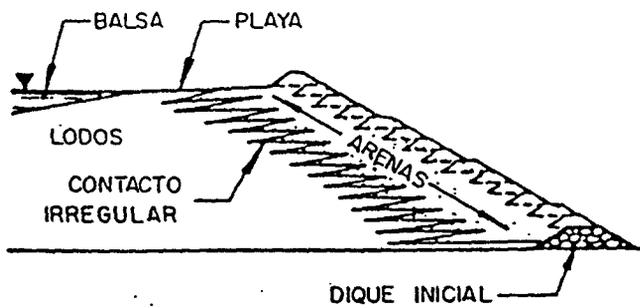


Fig. 3.1 Presa minera. Nomenclatura.

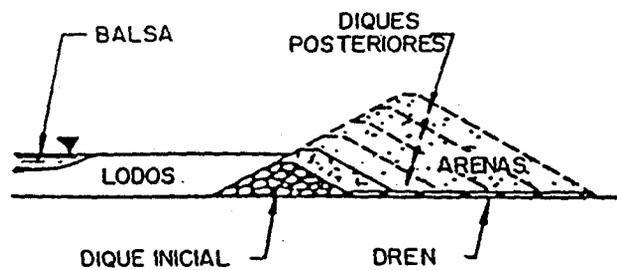
- Con diseño semejante al de las presas de embalse y construcción previa al vertido de lodos.
- b) *Por el método de recrecimiento* (Fig. 3.2):
  - *Hacia atrás* o hacia «aguas arriba», levantando diques sucesivos ligeramente retranqueados respecto al anterior y manteniendo un resguardo sobre el nivel de lodos. También se denominan «presas autorecrescibles».
  - *Hacia adelante* o hacia «aguas abajo», extendiendo los nuevos diques con recubrimiento del talud de aguas abajo de los anteriores.

- *Centrado*, combinando los dos métodos citados<sup>(1)</sup>.
- Vertido puntual de lodos espesados, con o sin recinto perimetral de contención (Fig. 3.3).
- c) *Por la implantación en el terreno* (Fig. 3.4):
  - Exentas, con muro perimetral levantando sobre el terreno o rellenando una excavación.

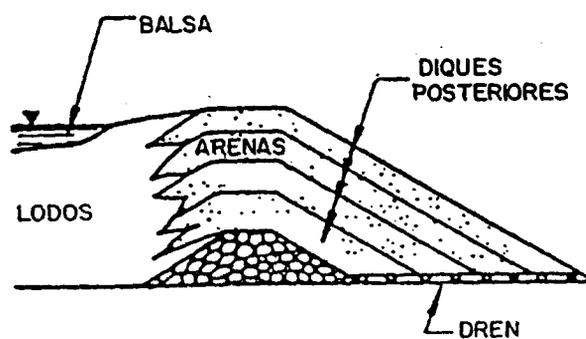
<sup>(1)</sup> En la nomenclatura anglosajona estos métodos se denominan *upstream*, *downstream* y *centerline*, respectivamente.



a) CONSTRUCCION HACIA ATRAS



b) CONSTRUCCION HACIA ADELANTE



c) CONSTRUCCION CENTRADA

Fig. 3.2 Tipos de diques según el método constructivo (ref. [68]).

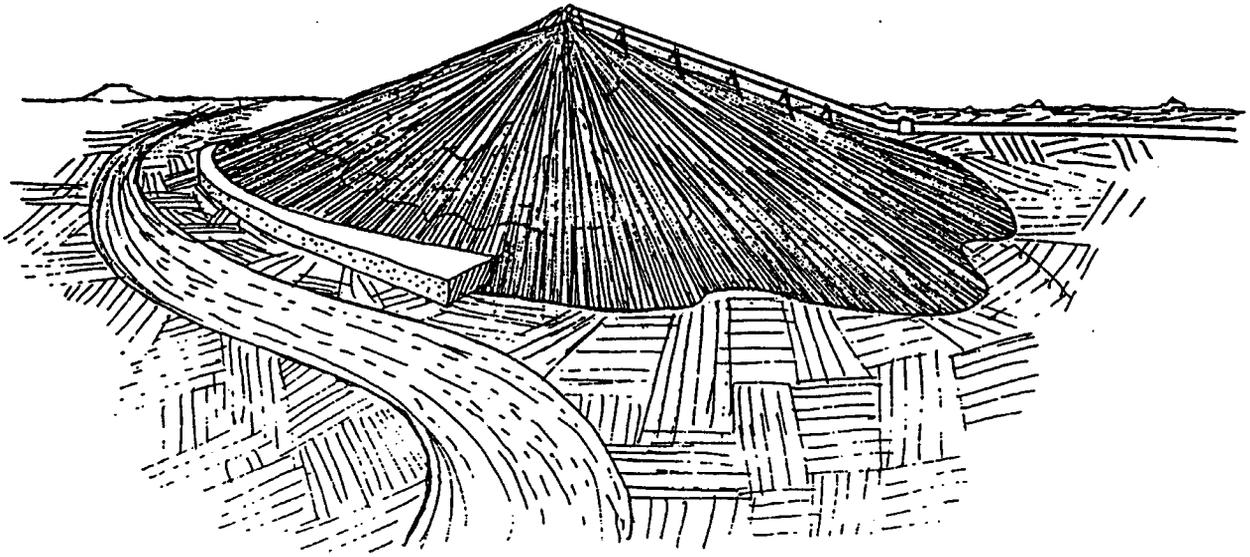
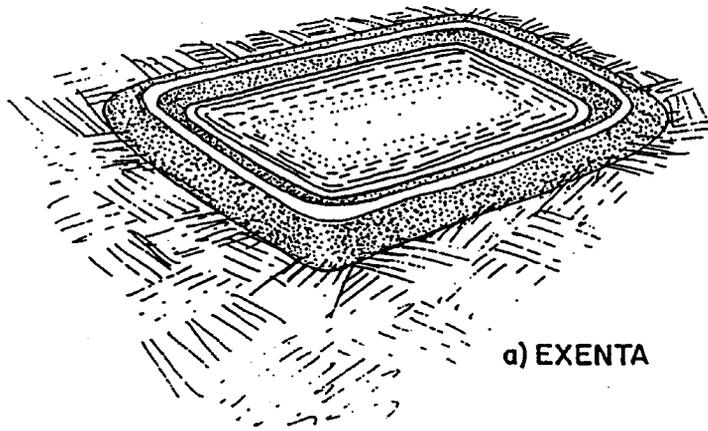
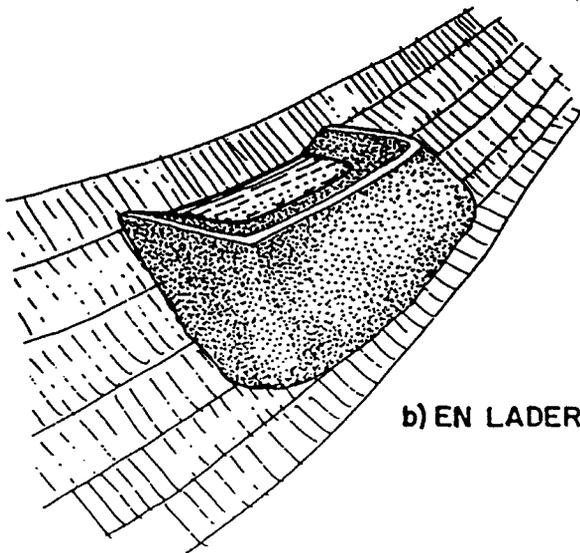


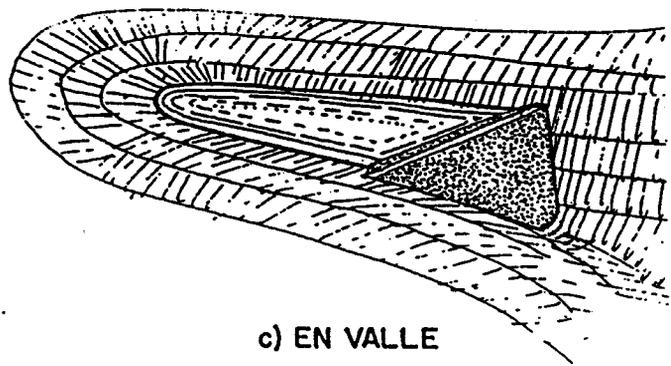
Fig. 3.3 Descarga espesada.



d) EXENTA



b) EN LADERA



c) EN VALLE

Fig. 3.4 Diversas implantaciones de balsas mineras.

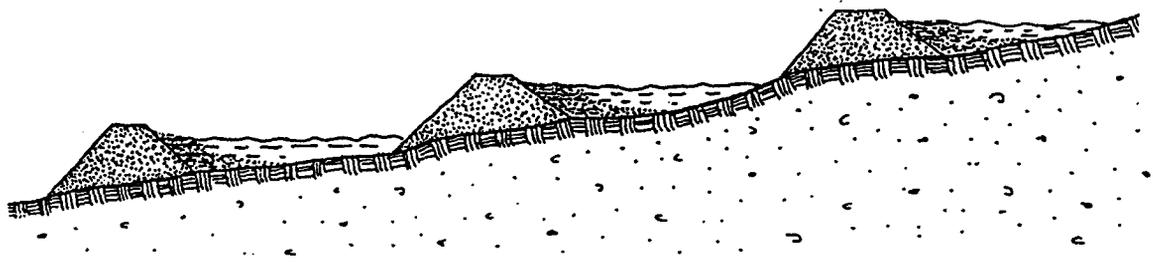


Fig. 3.5 Presas escalonadas.

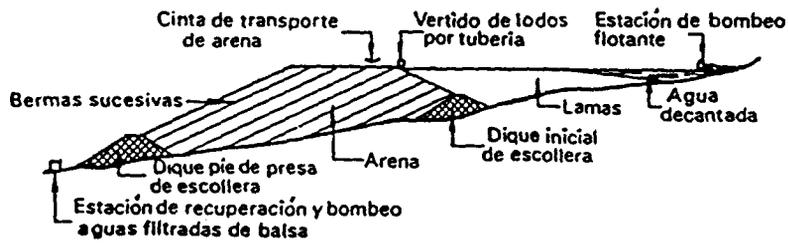


Fig. 3.6 Construcción hacia adelante con importante depósito de arenas.

- De valle, análogas a las presas convencionales.
- De ladera.

En algunos casos se recurre a disponer varias balsas escalonadas o en cascada en lugar de construir una sola de gran envergadura (figura 3.5).

Cuando existe exceso de estériles gruesos, arenas, etc., en la explotación pueden extenderse éstos sobre el exterior del dique, creando una estructura mixta balsa-escombrera (Fig. 3.6), aunque en algunas ocasiones pueden inducirse problemas de estabilidad (ver Cap. 20).

## 4. LOS LODOS Y SUS PROPIEDADES GEOTECNICAS

### 4.1 Introducción

Los *lodos, lamas o residuos* de lavadero poseen unas propiedades que difieren de las encontradas en depósitos o suelos naturales, debido a su proceso en la planta, el transporte en suspensión y los componentes metálicos o minerales que llevan incorporados. Dadas las variaciones de unos procesos mineros a otros es difícil establecer unas propiedades genéricas de los lodos, incluso dentro de una determinada minería, por lo que es necesario en cada caso realizar los oportunos ensayos.

En los casos de nuevos proyectos, en los que lógicamente no se dispone de muestras de lodo, las propiedades deberán estimarse a partir de instalaciones semejantes o de datos publicados, como los que se incluyen más adelante.

### 4.2 Toma de muestras

Las muestras de lodo pueden ser de los tipos siguientes, según el punto de toma:

- a) De la suspensión.
- b) De la balsa.

Las primeras pueden tomarse mediante un by-pass en la salida del lavadero o en la boca de vertido a balsa.

Normalmente debe llenarse un bidón de 50 l, de cuyo fondo se recogerán los sólidos una vez decantados (tiempo de sedimentación no inferior a un día). Pesando los sólidos una vez eliminada el agua sobrenadante y secados aquéllos al sol o en estufa, se puede determinar la concentración de la suspensión.

En el caso de lodos ya depositados en la balsa se pueden tomar dos tipos de muestras:

#### *Muestras alteradas*

Se extraen con pala, una vez eliminada la costra o capa superficial desecada, y se depositan en bolsas de plástico. Su peso puede variar de 5 a 10 kg según los ensayos a realizar.

#### *Muestras inalteradas*

Deben extraerse con tomamuestras especiales (Shelby, pistón, etc.) utilizando equipos de sondeo. Pueden tomarse a diversas profundidades y sirven para determinar propiedades de resistencia y deformabilidad.

### 4.3 Ensayos in situ

En determinados casos es conveniente comprobar las propiedades de los lodos una vez depositados, verificando el cumplimiento de las hipótesis de proyecto. Tal es el caso del recrecimiento de balsas existentes o cuando existen dudas sobre las condiciones de estabilidad de una estructura.

Los *métodos de prospección* más usuales son:

- *Penetraciones estáticas* o hincas a presión de una punta cónica de 10 cm<sup>2</sup>, a una velocidad muy baja, midiendo el esfuerzo necesario para el avance.
- *Ensayos en sondeo*, como por ejemplo:
  - Estándar (S.P.T.):* Hincas de un tubo normalizado de 2 pulgadas de diámetro, con una maza de 63,5 kg cayendo desde 76 cm. Se toma como índice el número de golpes para penetrar 30 cm.
  - Molinete:* Medida del par de giro para romper el terreno con dos aletas en cruz introducidas verticalmente.
  - Presiómetro:* Dilatación a presión, contra las paredes del sondeo, de una célula cilíndrica.
  - Penetraciones dinámicas* o hincas de una punta cónica de 16 cm<sup>2</sup> con una maza de 65 kg cayendo desde 20 cm, o variantes análogas.

Las características de estos equipos se encuentran en los textos de Geotecnia.

Debe tenerse en cuenta que los penetrómetros no pueden atravesar depósitos en los que se hayan vertido escombros o elementos gruesos. Constituyen, sin embargo, un método eficaz y económico para reconocer áreas extensas y detectar variaciones de propiedades.

En general las penetraciones dinámicas y el ensayo estándar están indicados en estériles arenosos y cuando interesa determinar la compactación in situ (por ejemplo, para evaluar el riesgo de licuefacción).

Por el contrario las penetraciones estáticas y el molinete son útiles para evaluar la resistencia al corte de lodos finos plásticos.

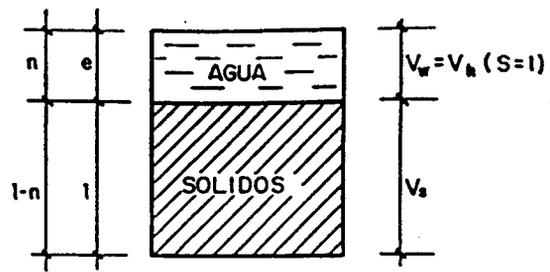


Fig. 4.1

#### 4.4 Propiedades geotécnicas características

##### 4.4.1 Relaciones de fase

Los lodos están formados por partículas sólidas en un medio acuoso.

La proporción de sólidos respecto a la mezcla total se denomina *concentración* y puede expresarse en peso o en volumen

$$C_w = \frac{W_s}{W_T} = \frac{\text{Peso de sólidos}}{\text{Peso total}} \times 100$$

$$C_v = \frac{V_s}{V_T} = \frac{\text{Volumen de sólidos}}{\text{Volumen total}} \times 100$$

Las partículas de estéril poseen un peso específico medio que se designa por  $\gamma_s = W_s/V_s$ .

Se denomina peso específico relativo a  $G = \gamma_s/\gamma_w$  siendo  $\gamma_w$  el peso específico del agua  $\approx 1 \text{ t/m}^3$ .

Considerando que generalmente los lodos están saturados, es decir, todo el volumen de huecos ( $V_h$ ) entre partículas sólidas está ocupado por el medio acuoso, pueden establecerse las definiciones y relaciones siguientes (ver fig. 4.1):

$$\text{Índice de poros } e = \frac{V_h}{V_s}$$

$$\text{Porosidad } n = \frac{V_h}{V_T}$$

$$e = \frac{n}{1-n} \quad ; \quad n = \frac{e}{1+e}$$

$$\text{Humedad } w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de sólidos}}$$

$$\text{Grado de saturación } S = \frac{V_w}{V_h} = \frac{wG}{e}$$

Peso específico del lodo saturado

$$\gamma_{\text{sat}} = n \gamma_w + (1-n) \gamma_s = \frac{\gamma_s + e \gamma_w}{1+e}$$

Peso específico del lodo seco

$$\gamma_d = (1-n) \gamma_s = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

Peso específico del lodo con una humedad  $w$

$$\gamma' = \gamma_d (1+w)$$

Peso específico de la pulpa o suspensión (con  $\gamma_w = 1$ )

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s}{(1-C_w) \gamma_s + C_w} = 1 + C_v (\gamma_s - 1) = \frac{1-C_v}{1-C_w} = \gamma_s \frac{C_v}{C_w}$$

Concentración de la pulpa (con  $\gamma_w = 1$ )

$$\text{En peso } C_w = \frac{C_v \gamma_s}{(\gamma_s - 1) C_v + 1} = \frac{\gamma_s}{\gamma_m} (1-e) = \frac{1}{1+w}$$

$$\begin{aligned} \text{En volumen } C_v &= \frac{C_w}{(1-C_w) \gamma_s + C_w} = \frac{\gamma_m}{\gamma_s} C_w = \\ &= 1-e = \frac{\gamma_m - 1}{\gamma_s - 1} \end{aligned}$$

También se utiliza a veces la concentración  $c$  como peso de partículas por unidad de volumen

$$c = \frac{W_s}{V} = \frac{(\gamma_m - 1) \gamma_s}{\gamma_s - 1} = \gamma_s C_v = C_w \cdot \gamma_m$$

o su inverso, los  $\text{m}^3$  de pulpa por tonelada seca de sólidos

$$V_m = \frac{1}{W_s} = \frac{1}{(\gamma_m - 1) \gamma_s}$$

#### 4.4.2 Peso específico

El peso específico de los lodos presenta grandes variaciones en función de las concentraciones de mineral y estéril, la granulometría, la presencia de elementos secundarios, etc.

Por tanto, deben utilizarse con cuidado los datos procedentes de otras explotaciones.

En la tabla 4.1 se indican algunos valores típicos, tanto para el peso específico de las partículas sólidas  $\gamma_s$ , como para el peso específico seco de los lodos depositados en la balsa  $\gamma_d$ .

TABLA 4.1  
PESOS ESPECIFICOS DE LODOS (t/m<sup>3</sup>)

Minería	$\gamma_s$	$\gamma_d$
Hierro	3,0-3,5	1,1-1,9
Cobre	2,7-2,9	1,2-1,7
Plomo-Cinc	2,8-3,4	1,4-1,8
Estaño	2,7-2,9	1,5-1,75
Tungsteno-Molib.	2,7-2,9	1,4-1,60
Carbón	1,4-2,2	0,75-1,60
Yeso	2,35-2,55	0,85-1,45
Oro-Plata	2,90-3,10	1,20-1,50
Uranio	2,7-2,8	1,10-1,55

Evidentemente el peso específico seco depende de las condiciones de consolidación de los

lodos en la balsa y de la evolución del índice de poros desde la deposición inicial hasta el estado final bajo vertidos sucesivos (ver apartado 4.4.6).

#### 4.4.3 Granulometría

Refleja claramente el proceso de tratamiento utilizado. Así por ejemplo en el caso del carbón, la separación por gravedad produce estériles más gruesos que la flotación. Los métodos de concentración utilizados en la minería metálica dan lugar a lodos relativamente finos, pero en ellos el contenido de materiales arcillosos depende considerablemente de las rocas encajantes.

Los fosfatos suelen dar lodos plásticos, mientras que los estériles de uranio, Pb-Zn, Cu, etc., son limo-arenosos y los de yeso son predominantemente de tipo limoso.

En las figuras 4.2 a 4.7 se muestran algunos husos granulométricos típicos de las mineras más extendidas en nuestro país. En algunos casos, por falta de datos, la información corresponde a referencias de otros países.

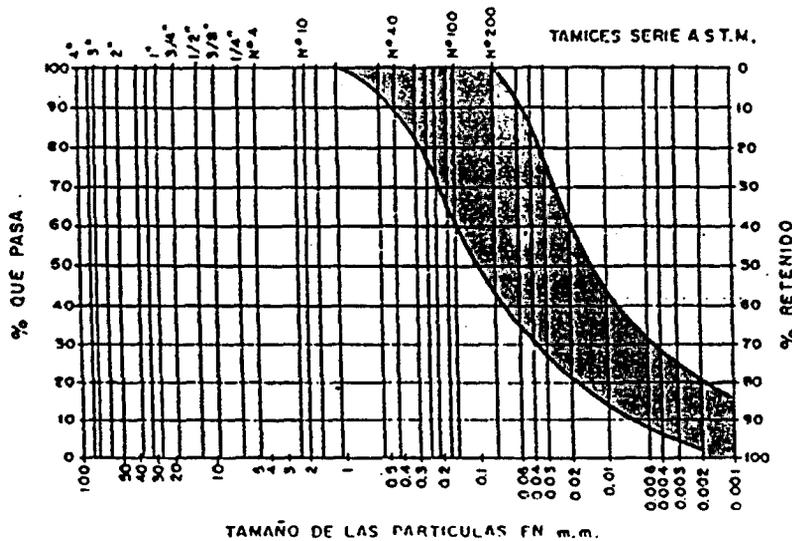


Fig. 4.2 Residuos de lavaderos de carbón (gruesos y finos).

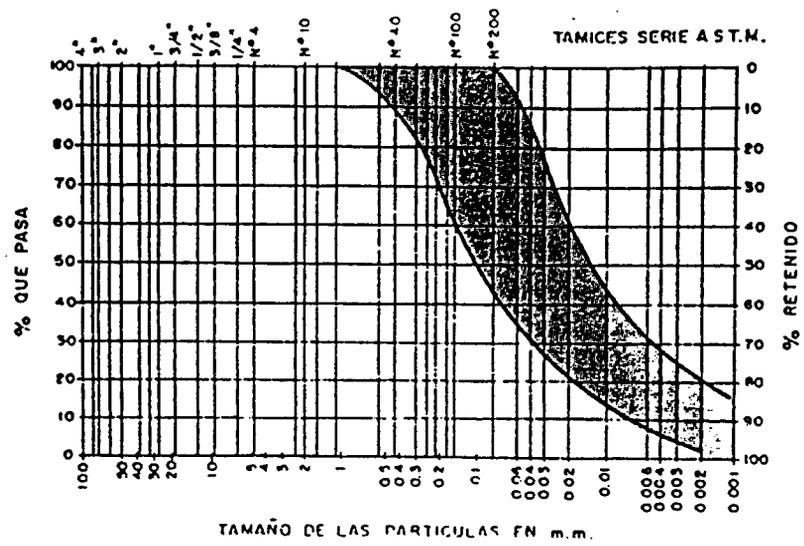


Fig. 4.3 Envolturas granulométricas de lodos de tratamiento de oro-plata y cobre.

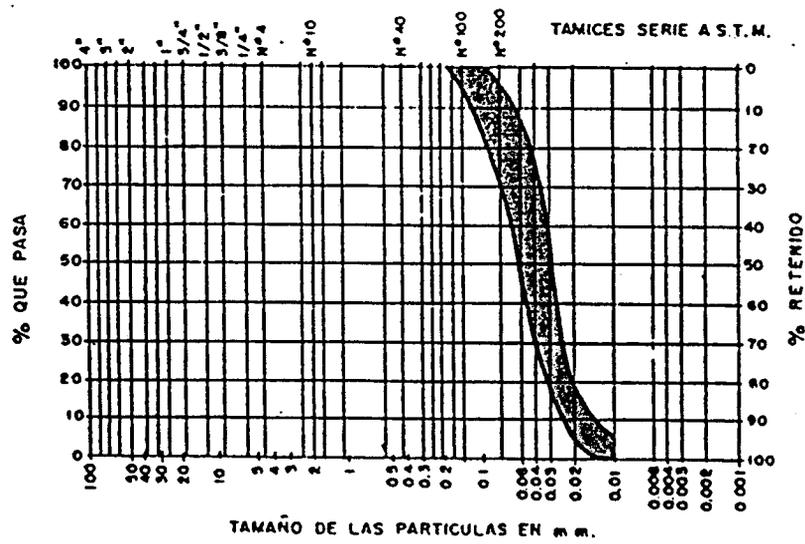


Fig. 4.4 Lodos limosos (yeso).

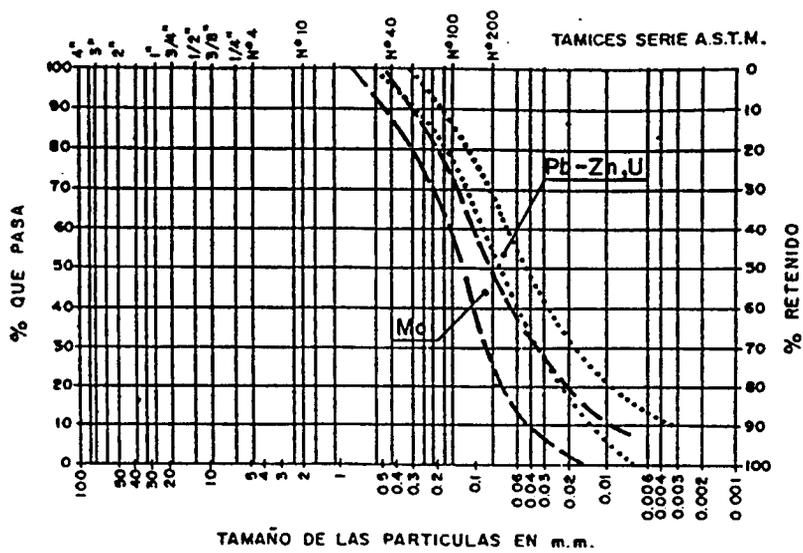


Fig. 4.5 Envolventes granulométricas de lodos limo-arenosos (uranio, plomo-cinc, molibdeno).

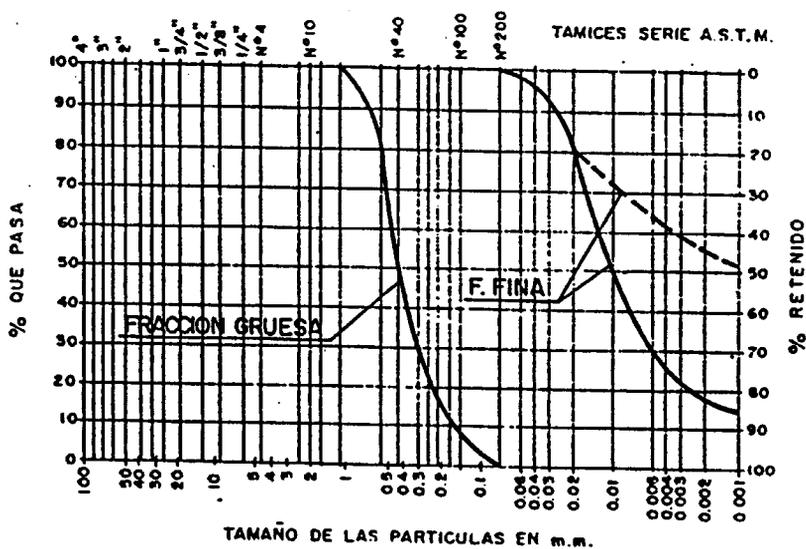


Fig. 4.6 Lodos de fosfatos.

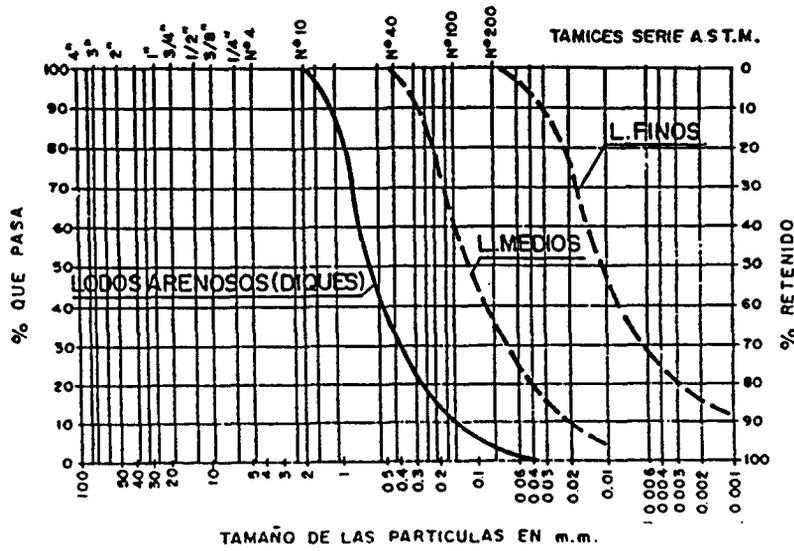


Fig. 4.7 Curvas granulométricas típicas para el conjunto de lodos.

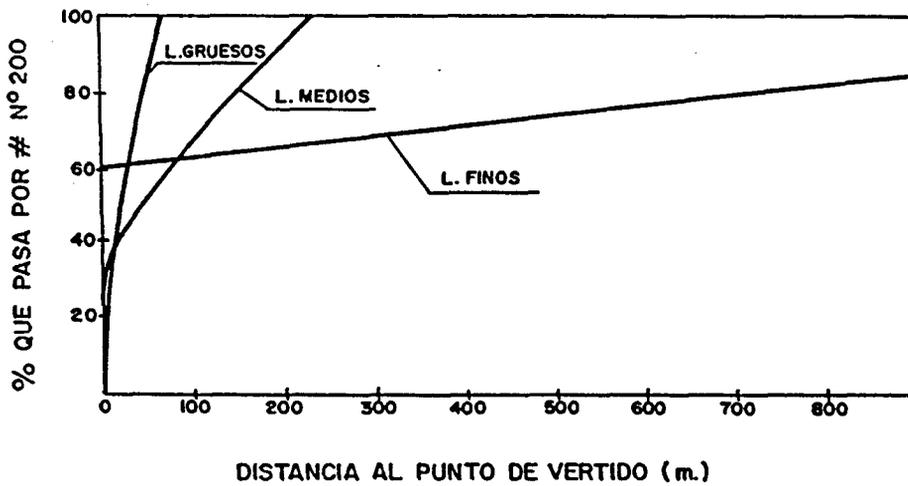


Fig. 4.8 Sedimentación longitudinal a lo largo de la playa de balsa.

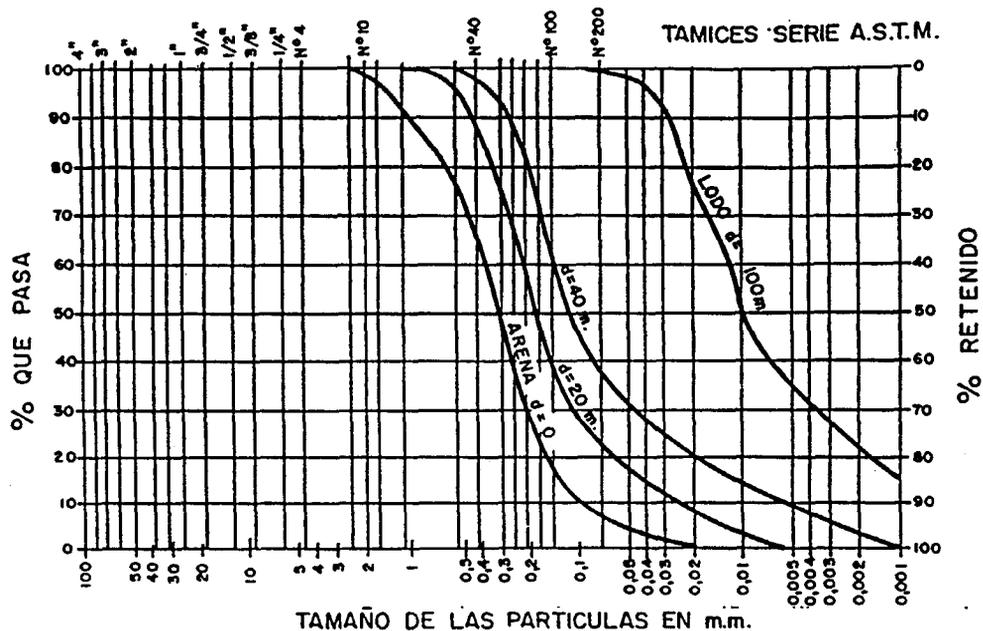


Fig. 4.9 Variaciones de granulometría con la distancia al punto de vertido.

Por supuesto, la granulometría puede variar si se introduce algún proceso posterior de separación como la decantación selectiva o el ciclonado.

Al considerar posibles granulometrías deben diferenciarse los lodos totales tal como llegan a la balsa y la fracción gruesa, separada por ciclonado, o los finos sedimentados a bastante distancia del punto de vertido. En la figura 4.8 se muestra la variación del contenido de finos con la distancia para algunos residuos y en la figura 4.9 las diversas curvas granulométricas obtenidas en una balsa de lodos de tratamiento de magnetita. Una aproximación teórica se indica en la referencia [25].

Debe tenerse en cuenta, además, que el sistema de vertido y la sedimentación natural favorecen las segregaciones y cambios espaciales de granulometría por lo que es muy difícil establecer la variabilidad de tamaños presentes en una masa de todos.

Conviene tener en cuenta que, en algunos casos, las determinaciones granulométricas por sedimentación pueden presentar grandes dificultades por la tendencia de los lodos a flocular a causa de la presencia de iones, sales o elementos activos.

Eventualmente, puede recurrirse a un lavado previo de las muestras, pero éstas no deben utilizarse luego para ensayos de permeabilidad o resistencia.

#### 4.4.4 Plasticidad

Viene asociada con el tipo de estériles y el porcentaje de finos, siendo en general raro que con porcentajes inferiores al 80 por 100 se presente una plasticidad apreciable.

Salvo en los lodos de explotación de fosfatos, caolines, etc., en que se dan plasticidades elevadas, la mayoría de los estériles son de baja plasticidad, con  $20 < w_L < 45$  y  $20 < w_p < 30$ <sup>(1)</sup>.

La posición de los estériles en el Gráfico de Plasticidad es bastante atípica, como corresponde a un material no natural en su composición, apareciendo generalmente como ML, o limos de baja plasticidad.

<sup>(1)</sup>  $w_L$  y  $w_p$  son, respectivamente, los límites líquido y plástico, según Atterberg, utilizados para definir experimentalmente las humedades en las que el suelo pasa a tener consistencia fluida o plástica. Los ensayos correspondientes se realizan según las normas UNE 7-377/75 y UNE 7-378/75.

#### 4.4.5. Permeabilidad

Los residuos mineros presentan una amplia gama de permeabilidades como corresponde a su granulometría y naturaleza.

Como orientación puede considerarse la gama de valores de la tabla 4.2.

TABLA 4.2  
PERMEABILIDADES TÍPICAS DE RESIDUOS

Material	k (cm/seg)
Arenas ciclonadas gruesas con menos del 15% de finos	$10^{-2} - 10^{-3}$
Arenas con 15 - 30% de finos depositadas en la playa de la balsa	$10^{-3} - 10^{-4}$
Lodos limosos no plásticos	$10^{-4} - 10^{-5}$
Lodos de baja plasticidad	$10^{-5} - 10^{-6}$
Lodos finos de alta plasticidad	$10^{-7} - 10^{-8}$

Salvo para los lodos muy finos la permeabilidad puede estimarse con bastante precisión por la fórmula de Hazen

$$k \text{ (cm/seg)} = 100 D_{10}^2$$

siendo  $D_{10}$  el diámetro que separa el 10% más fino, en cm.

Para lodos con  $D_{10} < 0,1$  mm. pueden hacerse determinaciones de permeabilidad en el aparato triaxial con gradientes elevados o a partir de las curvas de consolidación obtenidas en el edómetro utilizando la relación

$$k = c_v \gamma_w m_v \text{ (ver apartado 4.4.6)}$$

Mucho más difícil es caracterizar la permeabilidad in situ de un depósito de estériles, habida cuenta de su variabilidad granulométrica, la anisotropía de deposición, etc.

Normalmente la permeabilidad horizontal  $k_h$  es mayor que la vertical,  $k_v$ , con una relación típica entre ambas del orden de 2,5. En algunos casos, sin embargo, puede ser  $k_h/k_v = 10$ .

En general cabe admitir una disminución exponencial de la permeabilidad con la distancia al punto de vertido, en correspondencia con la granulometría.

$$k(x) = k_0 e^{-ax}$$

Esta ley se ajusta, en cada caso, determinan-

do las permeabilidades en dos puntos suficientemente alejados.

La distancia en que la permeabilidad se estabiliza oscila típicamente entre 50 y 150 m del punto vertido, en función del tipo de lodo.

Por otra parte, la permeabilidad de los estériles se reduce progresivamente al ir consolidando éstos. No parece, sin embargo, que esta reducción supere un orden de magnitud de la permeabilidad (es decir, pase de  $10^{-n}$  a  $10^{-(n+1)}$ ).

#### 4.4.6 Porosidad y consolidación

Las porosidades in situ suelen presentar valores muy elevados, como corresponde a materiales sin consolidar vertidos en suspensión.

El proceso de sedimentación se produce con interferencias entre partículas debido a su concentración, carga eléctrica y mineralogía, por lo que resulta difícil estimar la porosidad con la que queda la estructura inicial del lodo y cuándo empiezan a transmitirse tensiones efectivas entre las partículas. No obstante se han establecido valores máximos del índice de poros inicial de 2,3-2,4 para limos y 1,10 para arenas. En el caso de arcillas y partículas muy finas (caolín, fosfatos), la sedimentación viene acompañada de una ligera consolidación, pero bajo peso propio la concentración inicial de sólidos en peso se sitúa por debajo del 20 por 100, con índices de poros superiores a 15<sup>(1)</sup>.

El peso de vertidos sucesivos crea un gradiente que hace que el agua escape hacia las superficies libres, con lo cual los lodos se consolidan, reduciendo su porosidad. Las características del proceso deben determinarse en cada caso mediante los oportunos ensayos edométricos o de consolidación unidimensional, preparando muestras con un índice de poros próximo al del material en sedimentación libre o ensayando muestras inalteradas extraídas de balsas en operación.

Las curvas edométricas de los lodos suelen presentar diferencias con las típicas de los suelos naturales, sobre todo en el caso de los procedentes de fosfatos, yeso, etc., por lo que es imposible caracterizarlas por un solo parámetro.

A título orientativo puede indicarse que el *Índice de Compresión* o pendiente de la parte recta de la curva edométrica (fig. 4.10),  $C_c$ , varía de

(1) Se han propuesto relaciones del tipo  $e_s = 0,07 \gamma_s w_L$  (ref. [36]).

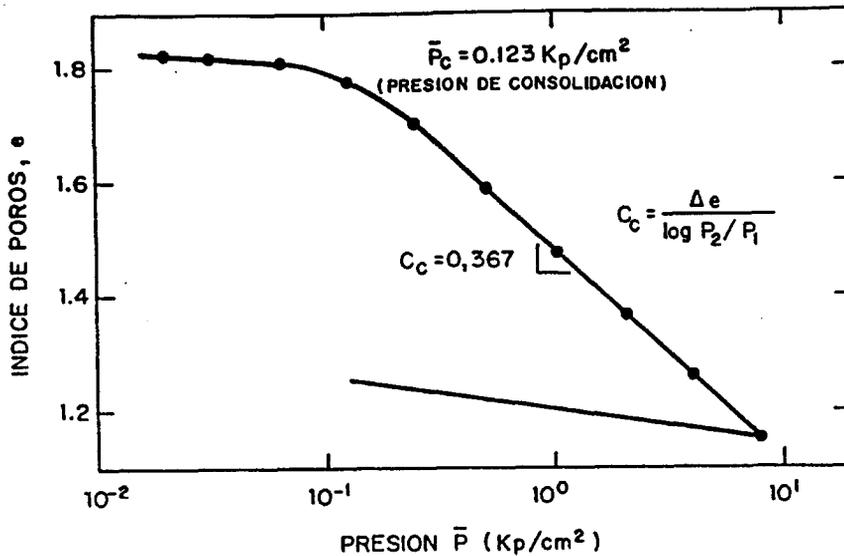


Fig. 4.10 Curva edométrica típica de un lodo.

0,05 a 0,15 en los residuos arenosos y puede llegar a 0,20-0,40 en los lodos limosos y arcillosos (ver fig. 4.11).

	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /seg)
Arenas gruesas, ciclonadas, etc.	$10^{-10}$
Arenas con finos	$1 \cdot 10^{-2}$
Lodos finos poco plásticos	$10^{-2} \cdot 10^{-3}$
Lodos finos plásticos	$10^{-3} \cdot 10^{-4}$

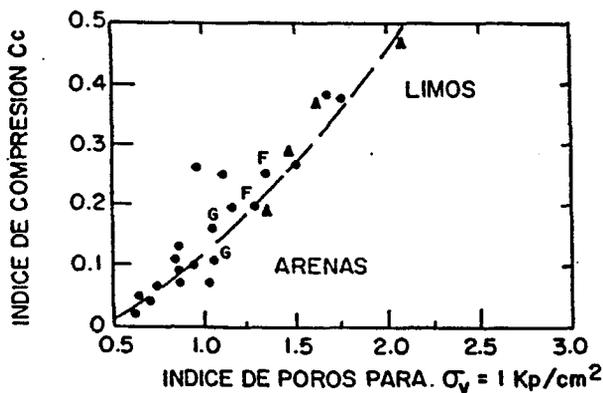


Fig. 4.11 Variación del Índice de Compresión con el índice de poros inicial.

Por lo que se refiere a la velocidad de consolidación existen diferencias notables según el tipo de residuo y el nivel de tensiones (o índice de poros). Los valores del coeficiente de consolidación<sup>(1)</sup>  $c_v$  suelen situarse en la gama siguiente:

La teoría de la consolidación unidimensional no parece ser aplicable a los lodos muy finos, ya que da tiempos excesivos, ajustándose mejor a la realidad la teoría de deformaciones finitas (ver ref. [36]).

En algunos casos los residuos de lavadero presentan una importante consolidación secundaria (sin aumento de carga vertical), bien por disgregación de partículas o por fenómenos de fluencia viscosa como en el caso de los lodos yesíferos.

En los lodos finos depositados en balsas sobre cimiento impermeable la consolidación natural es extraordinariamente lenta no pudiendo contarse con una estabilización de los asientos hasta períodos superiores a los 40 o más años.

#### 4.4.7 Resistencia al corte

Como es sabido, la resistencia al corte de materiales como los lodos en procesos de carga lenta (o con drenaje) obedece a leyes del tipo

$$\tau = c' + \sigma' \text{tg} \phi'$$

(1) El coeficiente de consolidación se deduce de la curva asientos-log (tiempo) y relaciona la permeabilidad o facilidad de expulsión de agua bajo carga (consolidación) con la deformabilidad unidimensional del material  $E_m$ , según la expresión  $c_v = k E_m / \gamma_w$ .  $E_m$  es  $1/m_v$ .

siendo  $c'$  = cohesión efectiva o resistencia por unidad de superficie en ausencia de tensión normal. En los lodos es generalmente  $c' = 0$ , salvo cuando son muy plásticos.

$\sigma'$  = tensión normal efectiva sobre la superficie de rotura. Se obtiene restando de la tensión total del lodo (sólidos + agua) la presión del agua intersticial. Este último valor puede resultar muy difícil de determinar cuando la altura de lodos varía con el tiempo.

$\phi'$  = ángulo de rozamiento interno efectivo o máxima oblicuidad entre las tensiones normales y tangenciales en la superficie de rotura.

En caso de rotura rápida (sin drenaje)  $\phi = 0$  y el material presenta una resistencia  $\tau = c_u$ , siendo  $c_u$  una «cohesión aparente» en la que se engloba la resistencia del agua a fluir por los finos poros del lodo bajo el brusco gradiente creado. Lógicamente esta situación sólo se da en lodos muy finos, ya que en cuanto existe una componente apreciable limo-arenosa se consiguen condiciones de drenaje.

Por el procesado mecánico los residuos de lavadero suelen presentar forma angular o acicular, por lo que poseen un ángulo de rozamiento bastante elevado y una cohesión prácticamente nula, salvo en lodos plásticos.

La resistencia al corte varía relativamente poco con la compacidad del lodo, aunque a partir de un índice de poros del orden de 0,8 parece existir un descenso marcado en el ángulo de rozamiento. Este ángulo resulta bastante sensible al nivel de tensiones, presentando una envolvente de tipo curvo con valores en el origen próximos a los  $40^\circ$  y descendiendo  $5^\circ$  a  $10^\circ$  en el desarrollo posterior, generalmente con una estabilización para tensiones efectivas en torno a los  $2 \text{ Kp/cm}^2$ .

Lógicamente los valores más altos del rozamiento corresponden a los residuos arenosos y lodos gruesos, si bien en algunos casos lodos de tamaño intermedio, bien graduados, presentan mayor resistencia que las arenas cicladas o residuos homogéneos.

La determinación de la resistencia al corte se suele hacer en aparatos de corte directo, bajo

carga lenta y con drenaje o en aparatos triaxiales, sobre muestras inalteradas o remoldeadas con el peso específico aparente medio esperable en la balsa.

En residuos limo-arenosos es frecuente deducir la resistencia al corte a partir de la densidad relativa<sup>(1)</sup> deducida de ensayos estándar (S.P.T.). En la figura 4.12 se indica una posible correlación.

En el caso de balsas existentes suele ser útil la determinación de resistencias in situ, bien mediante ensayos de molinete o pruebas de penetración estáticas o dinámicas (ver ap. 4.3).

En la tabla 4.3 se dan valores característicos del ángulo de rozamiento efectivo de distintos tipos de residuos.

TABLA 4.3  
VALORES TÍPICOS DEL ÁNGULO DE ROZAMIENTO EFECTIVO

Tipo de residuo	$\phi'$ ( $^\circ$ )
Cobre	34-38
Hierro	33-38
Plomo-Cinc	30-36
Oro	28-40
Estaño	33-36
Tungsteno-molibdeno	34-40
Carbón	24-39

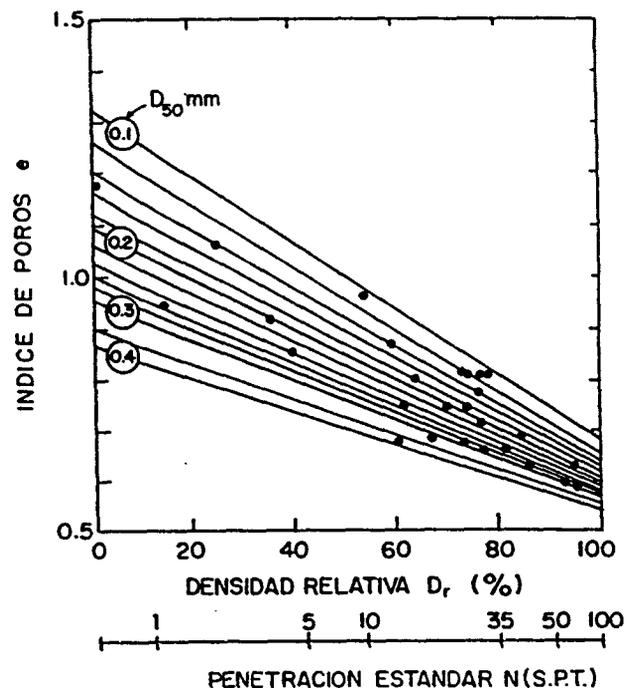


Fig. 4.12 Relación entre el tamaño, el índice de poros y la densidad relativa (ref. [64]).

(1) La densidad relativa o índice de compacidad  $D_r$  (o  $I_d$ ) relaciona la compacidad de un material con los estados más flojos ( $D_r = 0\%$ ) o más compactos ( $D_r = 100\%$ ) que se pueden alcanzar en el mismo, según ensayos normalizados (NLT-116/72). Puede expresarse por  $D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$ , siendo  $e$  el índice de poros de la muestra.

En condiciones de carga sin drenaje los lodos suelen presentar, en tensiones totales, unos parámetros de resistencia bastante distintos de los de los suelos naturales. Se citan como valores típicos de  $\phi$  14° a 22° y cohesiones de hasta 0,8 kp/cm<sup>2</sup>. La cohesión, sin embargo, no se desarrolla cuando los lodos tienen índices de poros elevados (superiores a 0,9).

Debe tenerse en cuenta que muchos lodos presentan una *susceptibilidad tixotrópica* elevada (es decir, su resistencia puede reducirse por agitación, impacto, etc. al 20-10% del valor estático).

Sobre el comportamiento a largo plazo de los lodos tienen gran influencia los procesos de *lixiviación* o arrastre de los sólidos disueltos, ya que pueden generar procesos físico-químicos que modifiquen la cohesión y resistencia del material in situ.

Además, determinados tipos de lodos presentan una progresiva *cementación*. Esto ha sido observado, por ejemplo, en lodos ricos en hierro, cinc, bauxita, etc.

Los residuos de lavado de yeso, fosfatos, etc., suelen desarrollar *costras* desecadas bastante cohesivas y resistentes.

En algunos casos, los fenómenos físico-químicos dan lugar a una reducción de la resistencia al corte. Se ha observado una disminución de resistencia con el grado de saturación en residuos arenosos de lavaderos de oro por el efecto lubricante del agua en la estructura laminar de cloritas y biotitas presentes en los residuos, así como por las fuerzas electrostáticas desarrolladas entre esos minerales en estado seco, que se traduce en una cohesión del orden de 0,8 kp/cm<sup>2</sup>.

## 5. BASES GENERALES DE DISEÑO

Como ya se ha indicado en el Ap. 2.3, el diseño de una determinada estructura de almacenamiento debe obedecer a una estimación de necesidades, a la mejor adaptación al medio físico y a la respuesta más adecuada a los condicionantes siempre presentes de tipo económico, funcional o legal.

Para los estudios preliminares es necesario estimar el volumen total de estériles a almacenar en función de la producción previsible o de las reservas disponibles y seleccionar sobre planos topográficos los emplazamientos con capacidad adecuada.

A continuación deben evaluarse tales emplazamientos ponderando un conjunto de factores que se detallan en los apartados siguientes:

### 5.1 Selección del emplazamiento

#### 5.1.1 Consideraciones generales

La localización del depósito de estériles exige la consideración de diversos factores, ya que su repercusión sobre la explotación puede ser muy importante. En esta selección influye tanto la localización del lavadero como los factores topográficos, hidrogeológicos y ambientales.

El primer factor a considerar es la distancia al lavadero y la posición en altura respecto al mismo, ya que ello determina los costes de transporte de lodos y recuperación de agua, tanto valorado en implantación y mantenimiento de conducciones como en consumo de energía. Por ello debe intentarse que la balsa quede dentro de un radio de 2 kilómetros del lavadero salvo en instalaciones muy importantes con reservas muy extensas o cuando lo exijan condicionantes geológicos por la naturaleza de los efluentes. Incluso en el caso de grandes explotaciones puede ser conveniente crear varias balsas sucesivas a desarrollar una sola gran balsa a gran distancia.

La distancia puede ser un condicionante importante en residuos abrasivos o corrosivos por el elevado coste de mantenimiento de los sistemas de transporte.

En general conviene que la balsa quede a cota inferior que el lavadero con objeto de facilitar el transporte por gravedad o reducir al míni-

mo los costes de bombeo. No se descartan, sin embargo, implantaciones a altura moderada sobre el lavadero. En general, deben buscarse trazados de suave pendiente para evitar tener que instalar partidores de carga.

Debe tenerse en cuenta que los problemas de diseño y construcción aumentan considerablemente con la altura, por lo que debe procurarse no sobrepasar alturas de dique del orden de 40-50 m. Por otro lado, las balsas de gran extensión superficial plantean mayores problemas de infiltración, impacto ambiental, expropiaciones, etc., además de las naturales pérdidas por evaporación. En algún caso, no obstante, este último factor puede ser prioritario.

A veces es necesario verter en dos o más zonas para separar residuos con diferentes posibilidades futuras de relavado o recuperación.

La selección del emplazamiento debe hacerse con visión de futuro, previendo el desarrollo de la explotación y sobre todo no hipotecando zonas de posibles reservas, áreas de paso, etc.

Deben evitarse también aquellas implantaciones que supongan un riesgo potencial para la estabilidad de taludes de cortas o instalaciones importantes.

Análogamente puede ser arriesgado situar depósitos de lodos en zonas de subsidencia importante por labores subterráneas, tanto por las posibles infiltraciones hacia éstas como por los daños que pueden derivarse para el dique, elementos impermeables, conductos de drenaje, etcétera.

No menos importante que los aspectos anteriores es el posible *impacto ambiental* sobre el entorno, el cual puede llegar a ser determinante en algunas implantaciones, como cuando se trata de residuos tóxicos o radioactivos. Estos temas se comentan en el Apéndice 2.

A este respecto es importante considerar los vientos dominantes en la zona, buscando en lo posible áreas resguardadas para aquellos lodos susceptibles de desecarse formando cenizas o polvo fino fácilmente arrastrable.

Modernamente se han desarrollado ponderaciones numéricas para valorar la calidad de un emplazamiento, así como criterios de evaluación. En el Cap. 11 se desarrolla una metodo-

logía de este tipo, sin pretender conferiría una validez general.

### 5.1.2 Topografía

Un importante factor a considerar es la topografía, debiendo intentar buscar aquellos emplazamientos que proporcionan el máximo volumen de almacenamiento con mínimo volumen de dique. Lógicamente esto suele conseguirse en vaguadas de suave pendiente parcialmente estrechadas por cerradas o afloramientos rocosos, pero este tipo de emplazamientos tiene también serios inconvenientes respecto a la derivación de aguas de escorrentía cuando la cuenca hidrográfica es importante (ver Ap. 5.1.4).

Contrariamente las peores soluciones corresponden a zonas llanas donde es necesario crear un dique perimetral para depositar los lodos en el recinto así creado. Entre ambas situaciones caben por supuesto numerosas posibilidades.

Interesa además que el perfil de la zona sea suave, lo que equivale a una ley altura-volumen sin cambios bruscos, donde podrían plantearse problemas operativos, de almacenamiento de agua, resguardos, etc.

En zonas con escasez de agua son preferibles implantaciones de poca superficie libre para limitar las pérdidas por evaporación.

El tanteo de soluciones suele hacerse sobre planos a escala entre 1:10.000 y 1:25.000, suficientes para las cubriciones preliminares.

Para los estudios de detalle se requieren planos a escala no inferior a 1:5.000 y preferiblemente 1:1.000 para la implantación del dique e instalaciones auxiliares.

### 5.1.3 Factores geológicos

Los factores geológicos condicionan la selección de las posibles implantaciones. Además de los factores de capacidad portante, controlables por un diseño adecuado del dique, el principal condicionante es la permeabilidad o eventual karstificación del terreno de apoyo.

Los problemas de permeabilidad deben estudiarse con tanto mayor detalle cuanto mayores son los riesgos de paso al terreno de lixiviados contaminantes. Lógicamente la investigación geológica puede ser mucho más somera en el caso de lodos inertes sobre un terreno con

nivel freático profundo que para una balsa de lodos radiactivos.

En algunos casos es importante una zonificación geológica del espacio disponible, detectando antiguos vertidos, balsas antiguas, etc., que hayan podido quedar disimuladas en el relieve natural.

En el Cap. 7 se indica la metodología a seguir para el estudio geológico de posibles implantaciones.

En relación con estos estudios está la disponibilidad de materiales formadores de diques cuando no sean aceptables los procedentes de la planta de tratamiento. Estos materiales deben estar disponibles a distancias cortas del dique si no se quiere encarecer notablemente el coste del mismo. En el apartado 10.2 se indican las propiedades deseables para estos materiales.

En algún caso se han utilizado escombros procedentes de cortas o instalaciones subterráneas. En general son materiales gruesos que no cumplen la condición de impermeabilidad por lo que deben completarse con espaldones o núcleos de materiales más finos (ver Ap. 9.2.3).

### 5.1.4 Hidrología

Salvo en los casos en que la balsa tiene la misión adicional de captar aguas para el lavadero, suele interesar reducir al máximo los aportes que llegan a la misma en situaciones normales o de avenida con tal de abaratar las obras de derivación o los aliviaderos.

En general interesa situar las balsas cerca de la cabecera de cuenca para reducir los aportes de agua siendo conveniente que la *cuenca de recepción no supere en más de diez veces la superficie de la balsa* para evitar aliviaderos importantes.

Una solución alternativa consiste en construir una presa de recogida de escorrentías por encima de la balsa, derivando desde ella los sobrantes.

Todo proyecto de balsa que ocupe un cauce o intercepte escorrentías importantes debe incluir un estudio de aportaciones superficiales y la justificación de las obras de intercepción o desvío. Para ello pueden seguirse las recomendaciones del Ap. 9.1 o las recogidas en los textos habituales de diseño de obras hidráulicas.

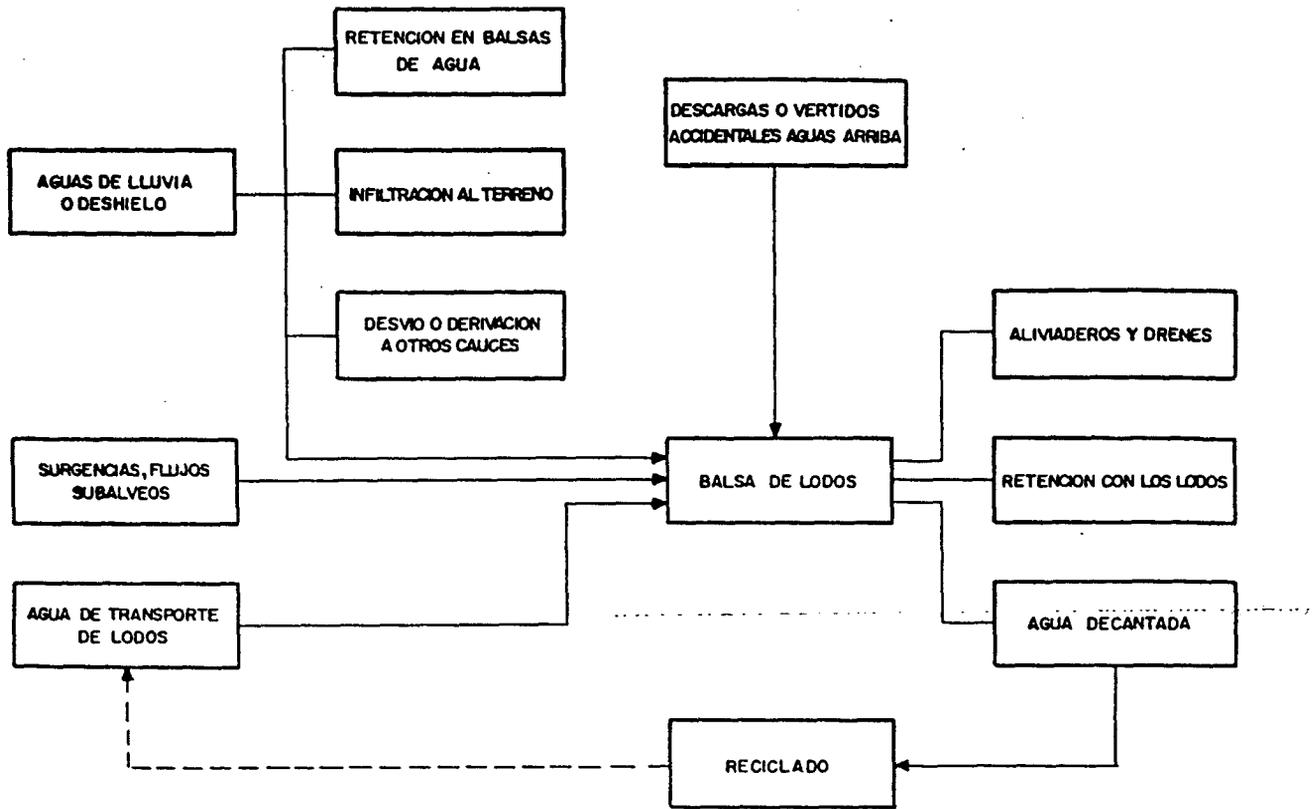


Fig. 5.1 Procedencia y flujo del agua en las balsas de estériles.

El estudio hidrológico, completado con los datos hidrogeológicos y el proceso hidráulico de las aguas acumuladas en la balsa o efluentes de la misma, constituye una unidad que debe definirse con la máxima precisión (ver fig. 5.1).

### 5.1.5 Evaluación de posibles implantaciones

Cuando existen zonas diversas donde implantar un depósito de estériles y no es evidente la elección puede recurrirse a una evaluación de tipo cuantitativo como orientación preliminar. Esta evaluación debe completarse con la del posible impacto ambiental, según se comenta en el Cap. 11. Se supone que los emplazamientos son aceptables a priori, según los criterios antes expuestos.

Se define el índice de calidad de un emplazamiento  $Q_e$  como

$$Q_e = \alpha (\beta \theta)^{(\delta + \eta)}$$

donde

- $\alpha$ : Es un factor de alteración de la capacidad portante del terreno debido al nivel freático.
- $\beta$ : Es un factor de resistencia del cimiento de implantación (suelo o roca).
- $\theta$ : Es un factor topográfico o de pendiente.
- $\eta$ : Es un factor relativo al entorno humano y material afectado.
- $\delta$ : Es un factor de alteración de la red de drenaje existente.

De manera aproximada se ha supuesto que cada uno de estos factores varía según los criterios siguientes:

- a) El factor  $\alpha$  de alteración del equilibrio del suelo, debido a la existencia de un nivel freático próximo en el área de implantación o su entorno, se tomará:

$\alpha = 1$  sin nivel freático o con nivel a profundidad superior a 5 m.

$\alpha = 0,7$  con nivel freático entre 1,5 y 5 m.

$\alpha = 0,5$  con nivel freático a menor profundidad de 0,5 m.

$\alpha = 0,3$  con agua socavando < 50% del perímetro de la escombrera.

$\alpha = 0,1$  con agua socavando > 50% del perímetro de la escombrera.

b) El factor de cimentación  $\beta$  depende tanto de la naturaleza de la misma como de la potencia de la capa superior del terreno de apoyo, de acuerdo con el siguiente cuadro:

TIPO DE SUELO	POTENCIA				
	<0,5 m	0,5 a 1,5 m	1,5 a 3,0 m	3,0 a 8,0 m	>8,0 m
Coluvial granular	1	0,95	0,90	0,85	0,80
Coluvial de transición	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75
Coluvial limo-arcilloso	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
Aluvial compacto	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70
Aluvial flojo	0,75	0,70	0,60	0,50	0,40

En el caso de que el substrato sea rocoso, independientemente de su fracturación  $\beta = 1$ .

c) El factor topográfico  $\theta$  se ha evaluado en razón de la inclinación del yacente, según la siguiente tabla:

Topografía de implantación		Valor de $\theta$
TERRAPLEN	inclinación < 1°	1
	inclinación entre 1° y 5° (< 8%)	0,95
	inclinación entre 5° y 14° (8 a 25%)	0,90
LADERA	inclinación entre 14° y 26° (25 a 50%)	0,70
	inclinación superior a 26° (> 50%)	0,40
	perfil transversal en «v» cerrada (inclinación de laderas > 20°)	0,8
	perfil transversal en «v» abierta (inclinación de laderas < 20°)	0,6-0,7

d) La caracterización del entorno afectado se ha realizado considerando el riesgo de rui-

na de distintos elementos si se produjera la rotura (destrucción) de la estructura.

Entorno afectado	Valor de $\eta$
— Deshabitado	1,0
— Edificios aislados	1,1
— Explotaciones mineras poco importantes	1,1
— Servicios	1,2
— Explotaciones mineras importantes	1,3
— Instalaciones industriales	1,3
— Cauces intermitentes	1,2-1,4
— Carreteras de 1.º y 2.º orden, vías de comunicación	1,6
— Cauces fluviales permanentes	1,7
— Poblaciones	2,0

e) For último, la evaluación de la alteración de la red de drenaje superficial se ha hecho con el siguiente criterio:

Alteración de la red	Valor de $\delta$
— Nula	0
— Ligera	0,2
— Modificación parcial de la escorrentía de una zona	0,3
— Ocupación de un cauce intermitente	0,4
— Ocupación de una vaguada con drenaje	0,5
— Ocupación de una vaguada sin drenaje	0,6
— Ocupación de un cauce permanente con erosión activa de < 50% del perímetro de una escombrera	0,8
— Ocupación de un cauce permanente con erosión activa de > 50% del perímetro de una escombrera	0,9

Así evaluados los distintos factores, los valores resultantes del índice  $Q_e$  se califican de acuerdo con la tabla siguiente:

$Q_e$	El emplazamiento se considera:
1 a 0,90	Optimo para cualquier tipo de estructura Tolerable para estructuras de gran volumen
0,90 a 0,50	Adecuado para estructuras de volumen moderado
0,50 a 0,30	Tolerable
0,30 a 0,15	Mediocre
0,15 a 0,08	Malo
< 0,08	Inaceptable

## 5.2 Estimación de las necesidades de almacenamiento

Debe establecerse con la máxima precisión posible la producción anual de estériles en salida de lavadero y, con la dilución exigida por el transporte, el volumen anual a llevar a balsa  $V_t$ .

Cuando proceda se incluirá el efluente de los espesadores o decantadores.

Al volumen anterior debe añadirse el almacenamiento de agua cuando la balsa cumpla funciones de depósito temporal, lo cual se da en gran parte de las explotaciones españolas. En una primera aproximación, se puede estimar que la planta de concentración opera con un 20 por 100 de sólidos por  $m^3$ . Conocido el tonelaje a tratar, pueden deducirse los volúmenes diarios de agua necesarios para funcionar en circuito abierto. Cuando el agua disponible en la zona sea menor, el depósito de residuos debe permitir la decantación y reciclado del correspondiente déficit.

La *capacidad* de balsa o volumen neto total anual puede estimarse por una expresión del tipo (ver fig. 5.2):

$$V_n = V_t - V_e - V_b - V_f + V_a \quad (1)$$

siendo:

- $V_e$ : volumen de agua perdido por evaporación.
- $V_b$ : volumen de agua decantada, extraíble por bombeo o evacuación.
- $V_f$ : volumen filtrado hacia el terreno o los órganos de drenaje.
- $V_a$ : eventuales aportaciones de lluvia o escorrentía retenidas en la balsa.

En el volumen de agua decantada debe incluirse la procedente de la consolidación de los lodos bajo las capas sucesivamente depositadas.

Estos volúmenes son función de la extensión del depósito de estériles por lo que el balance indicado por la expresión (1) deberá integrarse a la vida previsible de la balsa, generalmente por intervalos de un año.

Previamente será necesario establecer las relaciones altura-volumen y altura-superficie libre para el emplazamiento elegido.

La determinación de  $V_e$ ,  $V_b$  se desarrolla a continuación, mientras que la de  $V_a$  se incluye en el Apéndice n.º 1 y la de  $V_f$  en el Capítulo 9.

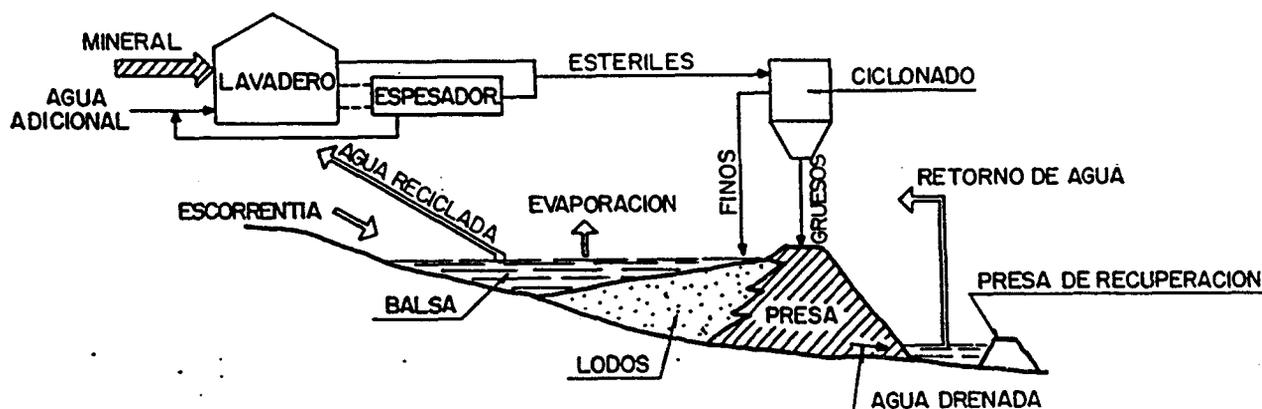


Fig. 5.2. Ciclo cerrado del agua en una explotación minera.

### 5.2.1. Pérdidas por evaporación

La determinación más precisa puede obtenerse midiendo los niveles mensuales en tanque metálico de unos 1,80 m de diámetro por 0,90 m de profundidad semienterrado hasta 0,10 m del borde, lleno de lodos y en un emplazamiento análogo al de la balsa.

Para estimaciones existen numerosas fórmulas teóricas, si bien son de dudosa aplicación al caso de los lodos ya que la composición, coloración y propiedades de éstos pueden diferir notablemente de las de las aguas naturales.

Como orientación puede utilizarse la fórmula de Meyer

$$ET = \frac{K}{18} F_e \left(1 - \frac{u}{100}\right) (18 + V)$$

siendo:

ET: Evaporación media mensual en mm.

$F_e$ : Tensión saturada del vapor de agua, correspondiente a la temperatura máxima media mensual en mm de Hg.

u: Humedad relativa.

V: Velocidad media del viento en km/hora.

K: Coeficiente empírico igual a 15 para lagos poco profundos y a 11 para depósitos y lagos profundos.

La aplicación de esta fórmula a algunas regiones españolas se indica en la Tabla 5.1.

Puede tomarse  $V_e = ET \times S$ , siendo S la superficie media del lago de balsa en el período considerado.

A veces resulta útil realizar un balance hídrico de la balsa controlando las aportaciones de agua y la diferencia entre los niveles teóricos y reales en un cierto espacio de tiempo. Los resultados, sin embargo pueden englobar errores importantes si el volumen de infiltraciones es apreciable.

En algunos casos, como en el de residuos tóxicos c aguas no reutilizables es interesante forzar la evaporación para aprovechar mejor el volumen de almacenamiento disponible y reducir los riesgos de infiltración.

A estos efectos conviene situar la balsa en zonas soleadas y abiertas a los vientos permanentes, si bien debe sopesarse el riesgo de una formación excesiva de polvo.

### 5.2.2. Volúmenes de decantación

Mientras que en algunas explotaciones la escasez de agua obliga a la máxima recuperación a partir de los lodos, en otras no existe este interés y, a veces, la toxicidad, acidez, etc. del agua impide su reutilización y aconseja su retención definitiva en la balsa.

En el primer caso es conveniente que el agua pase con rapidez a sobrenadar, favoreciendo la extracción por bombeo u otros procedimientos.

TABLA 5.1  
EVAPORACION MEDIA MENSUAL SEGUN MEYER (ref. [69])  
ET (mm)

POBLACIONES	MESES												Totales
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
Almería .....	51,0	53,0	68,5	75,4	101,5	117,5	144,0	154,0	124,0	86,5	64,5	53,2	1.093,1
Barcelona .....	41,8	42,0	56,4	64,2	89,5	111,6	122,5	94,0	68,7	52,4	47,2	66,8	857,1
Bilbao .....	36,2	39,2	47,6	54,6	62,5	66,2	75,0	82,5	60,6	46,0	36,1	52,1	658,6
Cáceres .....	23,1	33,4	49,5	80,6	125,0	164,1	343,0	364,0	200,5	120,4	37,6	22,2	1.563,4
Gran Canaria .....	88,5	84,5	91,0	90,2	104,5	180,0	119,5	123,6	112,5	86,6	83,5	73,0	1.187,4
Huesca .....	35,8	56,0	84,0	130,2	159,2	217,2	280,0	293,0	182,0	103,2	55,5	32,3	1.628,4
La Coruña .....	39,2	41,2	45,7	53,7	52,5	58,5	63,2	63,6	54,9	45,0	41,7	41,0	600,2
Madrid .....	24,6	36,8	48,4	86,0	109,9	163,0	242,2	251,0	134,1	67,0	30,8	20,2	1.214,0
Málaga .....	54,6	57,1	65,8	79,0	95,6	137,1	162,0	133,2	109,5	73,0	53,0	39,9	1.059,8
Orense .....	28,5	41,2	36,2	77,5	91,0	125,1	158,5	165,4	110,2	52,5	34,6	28,0	948,7
Palma .....	49,0	55,5	62,6	76,6	94,0	125,5	147,0	135,2	108,7	80,3	62,5	50,0	1.046,9
Sevilla .....	36,2	49,0	68,5	98,5	148,0	215,0	273,5	316,0	196,0	99,5	52,3	35,2	1.587,7
Valencia .....	45,3	52,6	64,6	70,5	81,0	100,0	115,5	109,5	91,0	76,5	54,5	47,3	908,2
Zamora .....	25,7	34,7	46,5	62,9	86,5	124,5	164,7	162,0	107,6	59,2	31,8	25,6	931,7

En los lodos arenosos esta decantación se produce con facilidad, depositándose las partículas a distancias del punto de vertido inferiores a 20-30 m (ver fig. 4.8). Esta circunstancia da lugar a la formación de «playas» cuya arena se utiliza en bastantes casos para construir los diques.

Con concentraciones bajas, la sedimentación obedece a un movimiento gravitatorio que sigue en líneas generales la ley de Stokes:

$$v_s = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) D^2}{18 \eta} \text{ (cm/seg)}$$

siendo:

$v_s$ : velocidad de sedimentación.

D: diámetro de las partículas (cm).

$\eta$ : viscosidad del fluido. Este parámetro es muy sensible a la temperatura y así para el agua a 5°C vale  $15,5 \times 10^6$  p.seg/cm<sup>2</sup>. y a 15°C  $11,7 \times 10^6$  p.seg/cm<sup>2</sup>.

Por ejemplo una arena de 0,2 mm y  $\gamma_s = 2,65$  p/cm<sup>3</sup>, a 15°C se depositaría a una velocidad  $v_s = 3,1$  cm/seg.

La ley de Stokes no es aplicable en cuanto aumenta la concentración de sólidos por encima del 5-10 por 100 ya que éstos tienden a interferirse mutuamente retardándose la sedimentación. Este fenómeno es difícil de estudiar teóricamente, aunque puede aproximarse mediante tanques de suspensión en laboratorio. En general la velocidad de descenso es del tipo.

$$v_v = v_s n^r \text{ (cm/seg)}$$

siendo:

$n$  = porosidad inicial de la suspensión (igual a  $1 - c/\gamma_s$ ,  $c$  = peso de sólidos por unidad de volumen). Son valores típicos  $n = 0,75$  a  $0,90$ .

$r$  = exponente función del tamaño de las partículas que puede encajarse en los órdenes siguientes:

	$D_{50}$ (mm)	$r$
arenas	0,2-0,8	4-8
limos arenosos	0,08-0,04	8-12
limos	0,04-0,01	12-20
limos arcillosos	0,01-0,004	20-30
arcillas	0,004	30-45

siendo  $D_{50}$  el tamaño medio, correspondiente al tamiz que retiene el 50 por 100 de las partículas.

En lodos finos son típicas velocidades de sedimentación de 3 a 10 cm/hora.

Por supuesto tiene gran influencia el peso específico de las partículas y su actividad electroquímica. Inversamente, el fenómeno puede acelerarse con adición de dispersantes y floculantes.

Lo anterior se refiere a sedimentación en reposo. Si el vertido se hace con una cierta velocidad y el lodo fluye hacia la cubeta de decantación o a favor de la depresión causada por un bombeo (normalmente  $v \leq 1$  cm/seg) las partículas seguirán trayectorias sensiblemente parabólicas, llegando más lejos las más finas, por mantenerse más tiempo en suspensión.

La recuperación de agua debe establecerse a mayor distancia de la que pueden recorrer horizontalmente las partículas más pequeñas en el tiempo que precisarían para sedimentarse en reposo.

Se ha sugerido como regla empírica que el lago de balsa debe poder almacenar los lodos de 5 días de producción (sin contar escorrentías u otros aportes) y tener una superficie de 5 a 12 Ha por cada 1.000 t/día de lodos.

Si no se puede conseguir la decantación completa deberán colocarse filtros en la instalación de recuperación, hacer una decantación escalonada, etc.

Si el agua extraída supera el volumen definido por la frontera móvil entre lodos y aguas claras (que puede estimarse en función del tipo de lodo) es evidente que el agua llevará finos en suspensión. El problema puede corregirse también aumentando el volumen permanente de agua en la balsa.

Una vez que las partículas se depositan y entran en contacto (índice de poros inicial  $e_i$ ), se inicia el proceso de consolidación, bajo las presiones efectivas derivadas del peso propio, reduciéndose progresivamente el volumen de huecos y expulsando agua hacia las fronteras drenantes.

El volumen sobrenadante es la diferencia entre el agua inicial de los lodos y la necesaria para ocupar los poros entre las partículas sólidas, para la compacidad alcanzada al final de la consolidación. Esta compacidad, generalmente ex-

presada a través del índice de poros, puede estimarse de acuerdo con el Ap. 4.4.6, o a partir de ensayos de decantación. Para una suspensión de concentración en peso  $C_w$ , al sedimentar con un índice de poros inicial  $e_i$ , el volumen sobrenadante se deduce de

$$C_w = \frac{\gamma_s}{\gamma_m} (1 - e_0)$$

$$e_0 = 1 - \frac{\gamma_m C_w}{\gamma_s} = \frac{V_{h,0}}{V_s}$$

$$\Delta e = e_0 - e_i$$

$$\Delta V = V_{h,0} - V_{h,i} = V_s \cdot \Delta e$$

Al depositarse capas sucesivas se produce un proceso de consolidación. En el caso de residuos arenosos prácticamente es despreciable. En lodos limosos es aplicable la teoría de la consolidación unidimensional llegándose a reducciones del índice de poros dadas por

$$\Delta e = e_i - e_f = C_c \log \frac{\sigma_f}{\sigma_i}$$

Son interesantes al respecto las soluciones obtenidas para capas de espesor creciente (ref. [48]).

Para lodos muy finos (fosfatos, caolín, etc.) resulta más correcto aplicar teorías no lineales con deformaciones finitas (ref. [36]).

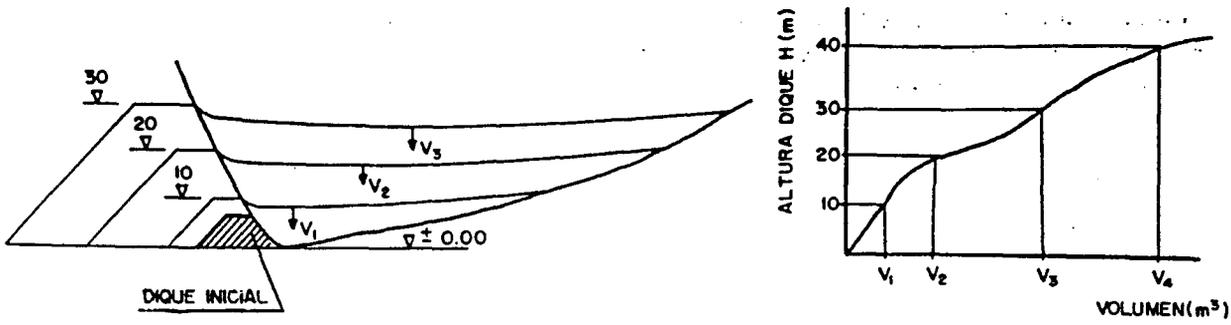
### 5.3 Alturas de dique necesarias

Con la información anterior puede establecerse la altura que debe tener el dique a lo largo de la vida de la explotación. El proceso puede ordenarse en la forma siguiente (fig. 5.3):

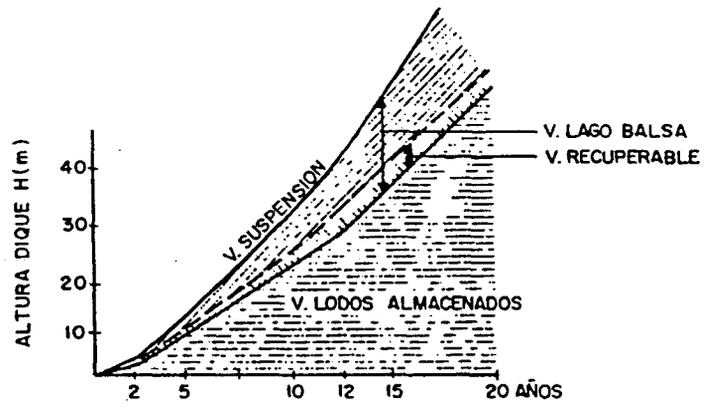
- Dibujo en planta del paramento de aguas arriba del dique y, planimetrando por planos horizontales, obtención de la ley altura-volumen almacenable.
- En función de la producción de lodos obtención de la ley volúmenes brutos-tiempo. Descontando el agua recirculada se halla la ley volumen neto de lodos-tiempo. Si se conocen las características de decantación y consolidación de los lodos puede estimarse el volumen de agua que ocupará permanentemente el lago de la balsa<sup>11</sup>.
- Transformación de la ley anterior en alturas a través de la relación obtenida en a). Dibujo de la ley altura de lodos-tiempo.
- Establecimiento de la ley alturas de dique-tiempo, sumando a la ley obtenida en c) el resguardo de seguridad y eventualmente la capacidad necesaria para laminación de avenidas.  
Según el método constructivo elegido el recrecimiento puede hacerse de forma continua o por tramos, cada cierto tiempo.

<sup>11</sup> Suele simplificar los cálculos adoptar una pendiente media de los lodos decantados. Son valores típicos:

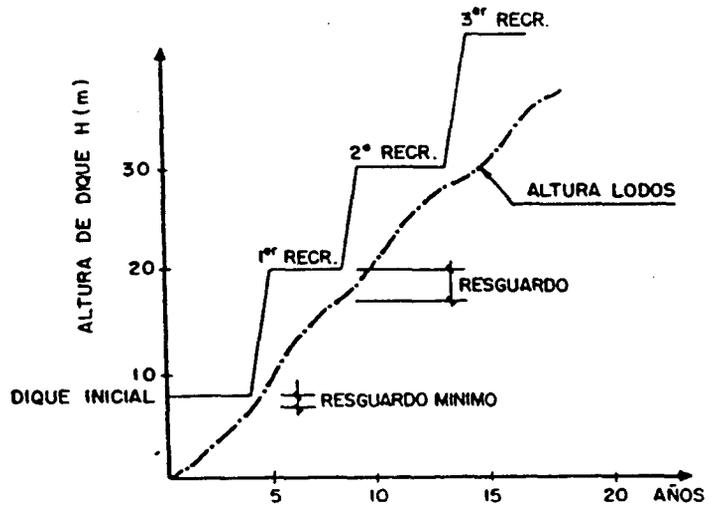
Lodos gruesos	9 ‰
Lodos medios	6 ‰
Lodos finos	3 ‰



a) VOLUMENES ACUMULADOS - ALTURA DE DIQUE



b) VOLUMENES A ALMACENAR - TIEMPO



c) ALTURA DE DIQUE - TIEMPO

Fig. 5.3 Cálculo de la capacidad de almacenamiento y alturas de dique.

## 6. TRANSPORTE Y VERTIDO DE LODOS

### 6.1 Generalidades

Aunque en algunas instalaciones los lodos se transportan por gravedad mediante canaletas, el método habitual consiste en el bombeo a través de tuberías hasta la balsa.

El bombeo puede ser innecesario si entre el lavadero y la balsa existe una pendiente suficiente ( $\geq 0,5\%$ ) y los sólidos llevan la dilución adecuada. Debe asegurarse, no obstante, que las tuberías funcionen siempre en carga ya que la entrada discontinua de aire puede dar problemas importantes.

Deben limitarse las velocidades en las tuberías para evitar un desgaste excesivo de las mismas, sin llegar a permitir la formación de depósitos.

Las velocidades recomendables oscilan entre 1,2-1,8 m/s para lodos no ferrosos y 3,6 a 4,2 m/s para lodos carbonatados.

Si las pendientes naturales son muy fuertes deben intercalarse pozos partidores de carga (ver fig. 6.1).

La abrasión puede combatirse bastante satisfactoriamente con tuberías de polietileno de alta densidad o de acero con revestimiento de poliuretano. No resultan adecuadas, por el contrario, las de fibrocemento, PVC, acero dulce, polipropileno, etc.

Con lodos de tipo básico ( $\text{pH} > 8$ ) debe utilizarse tubería de fundición, con recubrimiento interior calcareo. Para lodos neutros o ácidos las tuberías deben llevar un recubrimiento interior de elastómero.

Para el bombeo se utilizan bombas centrífugas con rodete de acero anti-abrasión (dureza Brinell superior a 500) o revestido de cauchos resistentes.

Las bombas centrífugas con revestimiento de caucho sirven para impulsiones ligeras, con velocidades periféricas no superiores a 20 m/s, y siempre que no existan partículas gruesas (2-5 mm) en cantidad apreciable o los lodos contengan grasas o aceites. En caso contrario deben utilizarse rodetes de acero antiabrasión.

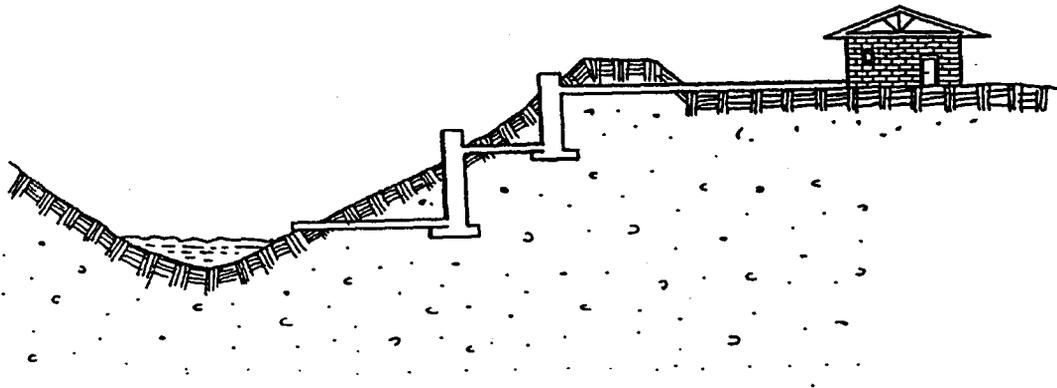


Fig. 6.1 Partidores de carga.

Según las condiciones de la explotación, debe estudiarse la composición de la estación de bombeo para garantizar un servicio permanente, o las alternativas de bombas en serie a lo largo de la impulsión. Es importante disponer de bombas de reserva.

El transporte por tubería tiene el inconveniente de los atascos cuando varía la concentración de sólidos o desciende la presión de bombeo, pudiendo producirse luego sobrepresiones que hagan saltar las uniones o reventar las conducciones. En particular debe evitarse bombear lodos en tuberías secas. En caso de bombear con agua de sellado, ésta debe tener como mínimo una presión 0,7 Kp/cm<sup>2</sup> superior a la de bombeo.

Frecuentemente es necesario aumentar la dilución de los lodos en la salida del lavadero para favorecer el bombeo. En el caso de lodos finos puede llegarse a concentraciones en peso inferiores al 3 por 100.

En trazados muy largos deben evitarse codos, curvas o depresiones donde, además de producirse pérdidas de carga importantes, puede quedar el material atascado en caso de fallo de las bombas o descenso anormal de velocidad.

Debe cuidarse el trazado de las tuberías de impulsión evitando que las eventuales fugas o roturas puedan afectar a la estabilidad del dique o erosionarlo. A veces las fugas en puntos intermedios dan lugar a deslizamientos del terreno de apoyo que pueden provocar la rotura de la tubería.

En procesos separativos o cuando interesa depositar en balsas distintas los estériles gruesos y finos con vistas a futuros relavados, deben disponerse impulsiones independientes que pueden diferir en los diámetros y tipos de tuberías, grado de dilución, velocidad de impulsión, etc.

Por razones de explotación suele convenir que las tuberías de impulsión de lodo y las de recuperación de agua vayan en paralelo, con tomas en ésta y purgas en la primera.

## 6.2 Transporte de lodos

La velocidad del agua en las tuberías debe ser suficiente para que no se produzcan depósitos, pero no tan elevada que erosione los con-

ductos y provoque consumos excesivos por las grandes pérdidas de carga.

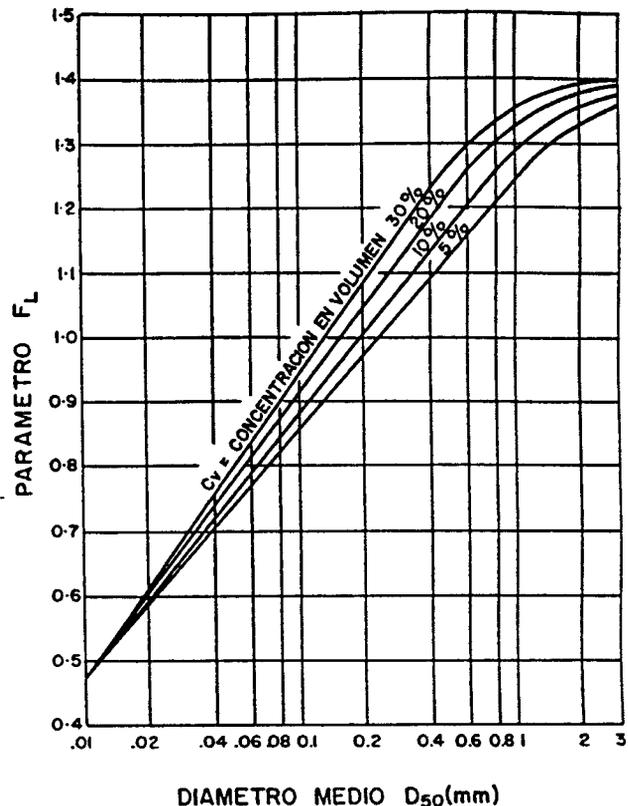


Fig. 6.2 Variación del parámetro  $F_L$  con la concentración y el diámetro medio (ref. [5]).

Para lodos con  $D_{50} > 50\mu$  la velocidad de sedimentación puede estimarse por la fórmula de Durand

$$v_s = F_L \sqrt{2gd} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \text{ (m/s)}$$

siendo:

$F_L$ : factor que depende del tamaño de las partículas y de su concentración y que puede tomarse de la fig. 6.2.

$d$ : diámetro equivalente del conducto ( $2 \times$  radio hidráulico).

$\gamma_s$ : peso específico de las partículas sólidas.

$\gamma_w$ : peso específico del fluido de transporte.

En general las partículas se mantienen totalmente en suspensión con velocidades un 30 por 100 superiores a  $v_s$ .

A efectos prácticos pueden utilizarse los valores de la Tabla 6.1, en función del  $D_{85}$ , aumentados generalmente en 0,1 m/seg.

**TABLA 6.1**  
**VELOCIDAD MINIMA (m/s) PARA EVITAR LA SEDIMENTACION (\*)**

Tamiz mm	Tamaño D <sub>85</sub>														
	0.03	0.05	0.075	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1	2	3	5	10	20
25	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.1	1.1	—	—	—	—	1.1	—	—
50	0.6	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.4	1.4	—	—	—	—	1.4	—
75				1.0	1.2	1.4	1.5	1.5	1.6	1.6	—	—	—	—	1.6
100				1.0	1.3	1.5	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	—	—	—	1.7
150				1.0	1.3	1.5	1.7	1.7	1.9	1.9	1.9	1.9	—	—	1.9
200				1.0	1.3	1.6	1.8	1.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
300				1.0	1.3	1.6	1.9	1.9	2.1	2.2	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
400				1.0	1.4	1.6	1.9	1.9	2.1	2.2	2.4	2.5	2.8	2.8	2.8
500				1.1	1.4	1.7	2.0	2.0	2.2	2.3	2.5	2.7	3.0	3.0	3.0
750				1.1	1.4	1.7	2.0	2.0	2.2	2.4	2.7	2.9	3.3	3.5	3.7
1.000	0.6	0.8	0.9	1.1	1.4	1.7	2.0	2.0	2.3	2.4	2.8	3.0	3.9	3.9	4.2

\* Para  $\gamma_s = 3 \text{ t/m}^3$ . Para otros pesos específicos deben aplicarse factores de corrección del orden siguiente.

$\gamma_s$	f	$\gamma_s$	f
2	0,73	5	1,34
3	1,00	6	1,45
4	1,20	7	1,54

En proyectos importantes y dada la incertidumbre de este tipo de estimaciones, son recomendables ensayos en tuberías de pequeño diámetro  $d_0$ , extrapolando la velocidad observada  $v_0$  a la tubería real de diámetro  $d$ , según la relación

$$v = v_0 \sqrt{\frac{d}{d_0}}$$

En líneas generales puede considerarse que las partículas inferiores a 0,1 mm tienden a mantenerse en suspensión, mientras que las superiores a 2,7 mm sedimentan con facilidad, haciendo más difícil su transporte.

El dimensionamiento hidráulico de la conducción puede hacerse por los métodos usuales (Williams-Hazen, Manning, etc.).

Por el método de Manning, para tuberías de diámetro  $d$ , la velocidad viene dada por

$$v = \frac{0,397}{n} d^{2/3} i^{1/2}$$

siendo

- n: el coeficiente de rugosidad de Manning.
- i: la pendiente de la línea de energía o coeficiente

$$\frac{\Delta H}{L}$$

donde:

- $\Delta H$ : pérdidas de carga en la impulsión.
- L: longitud del trazado.

La pérdida de carga en una longitud  $l$  es

$$\Delta H = 10,34 n^2 \frac{l Q^2}{d^{16/3}} = 6,35 n^2 \frac{l v^2}{d^{4/3}}$$

existiendo fórmulas análogas para pérdidas en codos, cambios de sección, etc.

El caudal transportado será  $Q = A \cdot v$ , siendo  $A$  la sección de la tubería.

Para el coeficiente de rugosidad «n» se pueden tomar los valores de la tabla siguiente:

Material de la tubería	Valor n
Fundición	0,015
Acero	0,013
Hormigón	0,016
Plástico o acero muy liso	0,010

Las pérdidas de carga calculadas para agua limpia son válidas para suspensiones hasta el 15 por 100 en volumen. Para concentraciones mayores debe hacerse una corrección del orden siguiente:

% de sólidos en volumen	Factor de corrección
15	1
20	1,22
25	1,40
30	1,58

Una vez calculada la altura manométrica  $H_A$  necesaria en las bombas (suma de la altura geométrica + pérdidas de carga) deberá hacerse una corrección por tratarse de pulpa, es decir

$$H_p = \frac{H_A}{\rho}$$

El factor  $\rho$  puede deducirse de

$$\rho = 1 - \frac{K C_v}{20}$$

siendo  $C_v$  la concentración en volumen y  $K$  el valor dado en la fig. 6.3.

A partir de  $H_p$ , la potencia necesaria de la bomba se obtiene de las curvas características dadas por los fabricantes en función del caudal.

Dicha potencia, referida a agua clara, debe multiplicarse por el peso específico de la pulpa y por un coeficiente de seguridad no inferior a 1,2.

Como orientación puede tomarse como potencia absorbida por el árbol de la bomba.

$$N = \frac{\gamma_m \cdot Q \cdot H_p}{75 \rho_b} \text{ (C.V.)}$$

siendo:

$\rho_b$ : el rendimiento nominal de la bomba deducido de las curvas características.

$Q$ : caudal en l/seg.

La potencia eléctrica tomada de la red se puede estimar por

$$N_e = 0,00981 \frac{Q H_p}{\rho_b \cdot \rho_m} \text{ (Kw)}$$

siendo  $\rho_m$  el rendimiento del motor.

En conducciones importantes siempre es conveniente realizar ensayos de bombeo como comprobación o ajuste de los cálculos hidráulicos efectuados a partir de las características indicadas por los fabricantes de las bombas y de las tuberías.

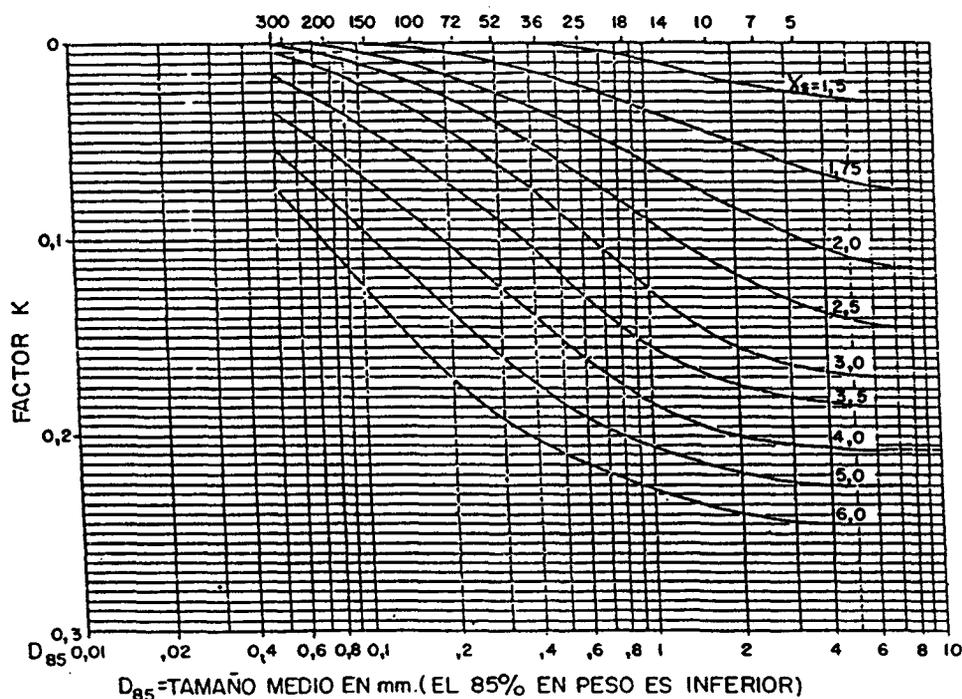


Fig. 6.3 Valores del factor K en función de  $D_{85}$

### Ejemplo

Sea una planta que envía 28 t/h de estéril a balsa con una concentración en peso del 14 por 100. El peso específico de los sólidos es  $\gamma_s = 2,8 \text{ t/m}^3$  y su tamaño  $D_{85} = 0,3 \text{ mm}$ .

La balsa dista 300 m y queda a 40 m sobre el lavadero. El peso específico de la pulpa será (ver Ap. 4.4.1.):

$$\gamma_m = \frac{2,8}{(1-0,14) 2,8 + 0,14} = 1,100 \text{ t/m}^3$$

y el volumen a bombear por tonelada seca de estéril

$$V_m = \frac{2,8 - 1}{(1,1-1) 2,8} = 6,43 \text{ m}^3$$

lo que da un caudal de pulpa

$$Q = 6,43 \times 28 = 180 \text{ m}^3/\text{h} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

La velocidad de transporte, según la tabla 6.1 con  $f = 0,95$  resulta

$$1,3 < v < 1,6 \text{ m/s}$$

Tanteando con  $v = 1,5 \text{ m/s}$  resulta una sección de tubería

$$S = \frac{180}{3600 \times 1,5} = 0,0333 \text{ m}^2$$

es decir un diámetro  $d = 200 \text{ mm}$ .

Para este diámetro se tendría, según la tabla,

$$v = 1,6 \times 0,95 + 0,1 = 1,62 \text{ m/s}$$

Luego puede conservarse el diámetro de 200 mm ya que los diámetros comerciales más próximos darían lugar a velocidades no recomendables.

Con tubería de acero liso ( $n = 0,010$ ) la pérdida de carga sería

$$\Delta H = 10,34 n^2 \frac{L Q^2}{d^{16/3}} = 10,34 \times 0,01^2 \times$$

$$\frac{300 \times 0,05^2}{0,2^{16/3}} = 4,14 \text{ m}$$

Añadiendo un 10 por 100 por codos, uniones, etc,  $\Delta H = 4,50 \text{ m}$

Por tratarse de pulpa con

$$C_v = \frac{\gamma_m C_w}{\gamma_s} = \frac{1,1 \times 0,14}{2,8} = 5,5 \% < 15 \%$$

no es necesario aplicar correcciones.

Para hallar la altura manométrica, la eficiencia resulta (Fig. 6.3).

$$\rho = 1 - \frac{0,08 \times 5,5}{20} = 0,978$$

Luego la altura manométrica de la bomba será

$$H_p = \frac{(300 + 4,50)}{0,978} = 311,3 \text{ m}$$

La potencia teórica será del orden (con  $\rho_b = 0,76$ )

$$N = \frac{1,1 \times 50 \times 311,3}{75 \times 0,76 \times 0,978} = 307,1 \text{ C.V.}$$

y la potencia a absorber de la red ( $\rho_m = 0,88$ )

$$N_e = 0,00981 \frac{50 \times 311,3}{0,76 \times 0,978 \times 0,88} = 233,4 \text{ Kw.}$$

Valores que se aumentarían en un 20 por 100 para mayor seguridad.

### 6.3. Vertido de lodos

La selección del punto de vertido tiene gran importancia. Si el vertido se hace en cola (fig. 6.3), el agua se acumula contra el dique creando flujos de filtración y una cuña de baja resistencia por arrastrar los lodos más finos.

Este sistema permite, sin embargo, almacenar un mayor volumen de lodos con la misma altura de balsa merced al talud adoptado por aquéllos. Ello requiere dimensionar el dique para acumulación de agua contra el mismo. En un caso límite se llegaría a la descarga espesada, sin dique (ver fig. 3.3) o con una pequeña contención perimetral.

El vertido junto al dique (fig. 6.4) es favorable desde el punto de vista de la estabilidad, siempre que la salida de los lodos se distribuya a lo largo del mismo para crear una playa relativamente uniforme. Lo mismo puede decirse cuando se efectúa un ciclonado previo (fig. 6.5). Además de mejorar la estabilidad este sistema da lugar a menores filtraciones, por lo que es preferible en el caso de aguas cuyo escape deba

evitarse o controlarse. En la fig. 6.6 se muestra un caso de ciclonado central con separación «a dos aguas» de arenas y lodos.

Si el punto de vertido se mantiene fijo se forma un espigón de arena que es contorneado por el agua y ésta acaba remansada contra el dique (fig. 6.7), con los nocivos efectos ya apuntados.

Esto se evita sacando caños o mangueras cortas auxiliares de la conducción principal cuyo extremo se tapona o se abre periódicamente para repartir los vertidos (fig. 6.8). A veces es la propia conducción la que lleva los agujeros taponables. Estos métodos son una versión moderna de las antiguas canaletas con trampillas de descarga o que se prolongaban sobre la playa de arena sobre borriquetas de madera.

En algunos casos se ha montado un grupo de ciclones sobre un castillete que se mueve sobre carriles por la coronación del dique. La altura del castillete permite lanzar los estériles a una cierta distancia del pie del mismo, evitando afectar al dique.

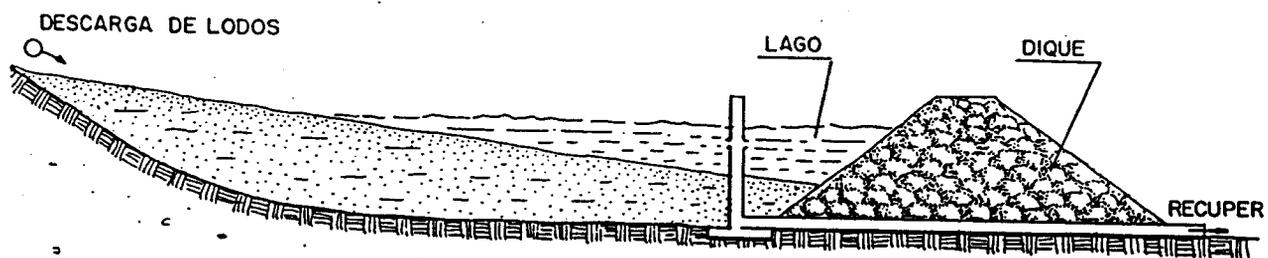


Fig. 6.3. Descarga de lodos en cola de balsa.

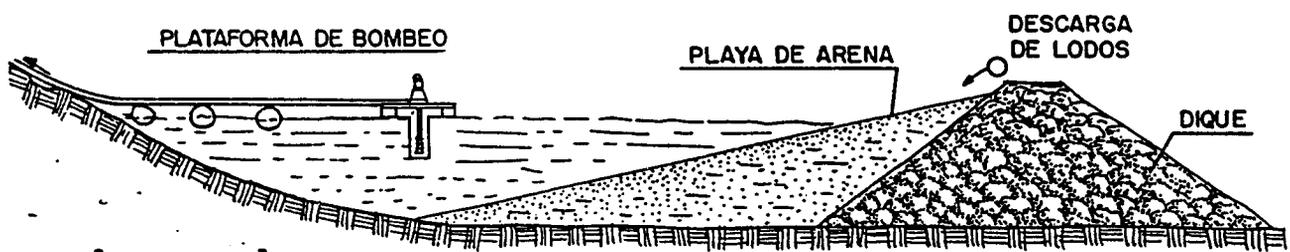
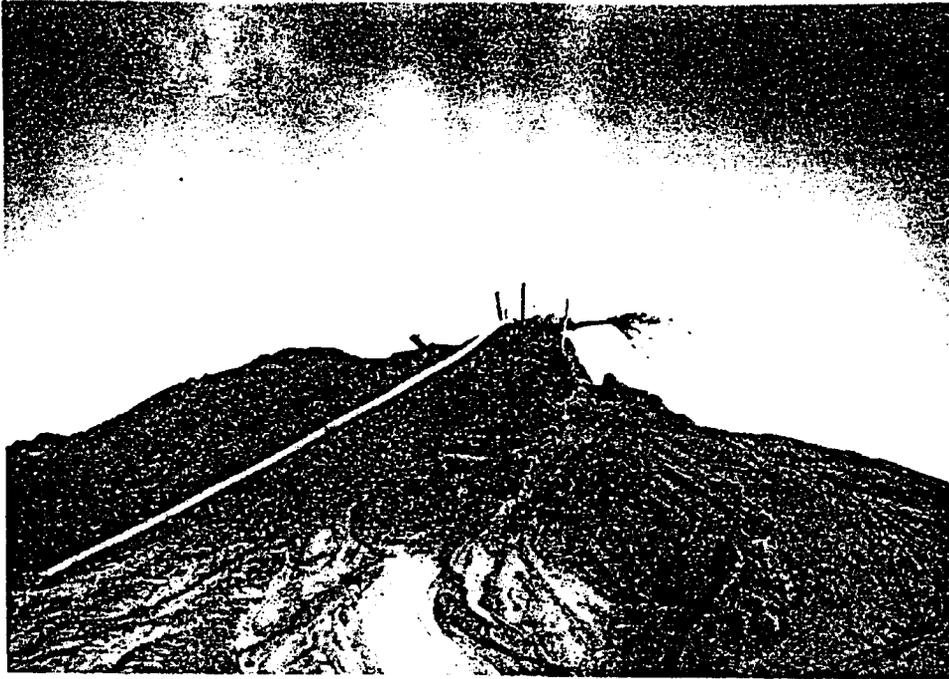
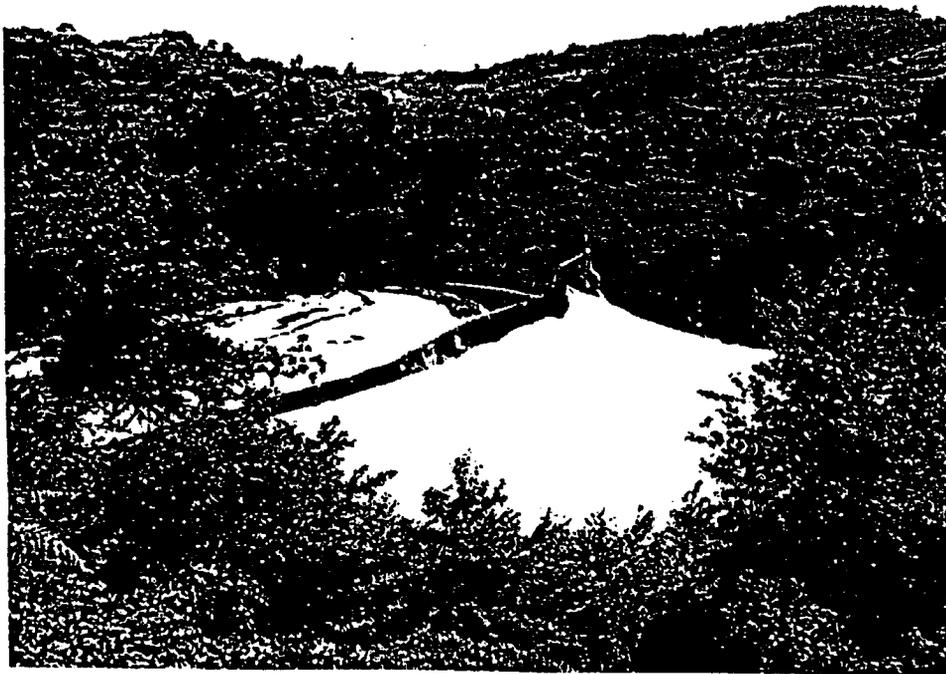


Fig. 6.4. Descarga de lodos junto al dique.



*Fig. 6.5 Ciclonado sobre el dique de balsa. Obsérvese la acumulación de arenas.*



*Fig. 6.6 Descarga espesada por ciclonado en el centro del depósito, con muro perimetral de contención.*



*Fig. 6.7. Vertido puntual de lodo. Obsérvese la acumulación de agua contra el dique.*



*Fig. 6.8 Vertido por mangueras o caños múltiples.*

## 7. ESTUDIO GEOTECNICO DE LA IMPLANTACION

Una vez decidida la ubicación de la estructura, a partir de las consideraciones y estudios indicados en el Ap. 5, incluido el de viabilidad geotécnica, debe procederse a una investigación detallada del emplazamiento que pueda servir como base de proyecto y a la vez permita detectar a priori eventuales problemas.

Para estos estudios debe disponerse previamente de la cartografía adecuada (escala mínima 1/2.000) y de un preencaje del posible dique y su ubicación. Puede ser también útil un primer estudio fotogeológico, tanto del emplazamiento como de su cuenca hidrográfica, con vistas a detectar posibles inestabilidades, zonas con mal drenaje, erosiones, fallas o fracturas de importancia estructural, etc.

En los estudios de detalle debe distinguirse entre:

- El apoyo del dique.
- El terreno ocupado por los estériles.

### 7.1 Cimentación del dique

#### a) *Indicaciones generales*

Con carácter general deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones.

Debe evitarse la implantación del dique sobre materiales blandos, compresibles o degradables que puedan deformarse excesivamente bajo las cargas impuestas o llegar a condiciones de rotura.

Son especialmente peligrosas las bolsadas o lentejones de material blando ya que pueden producir asientos diferenciales en el dique (fig. 7.1) y su consiguiente agrietamiento. Situaciones parecidas pueden derivarse de un perfil de apoyo muy irregular, con escalones o saltos bruscos (figs. 7.2 y 7.3).

Debe evitarse cuidadosamente apoyar el dique sobre depósitos antiguos de lodos, enmascarados por operaciones mineras posteriores.

También resulta peligroso apoyar sobre zonas minadas o karstificadas que puedan colapsar bajo la carga del dique o favorecer la erosión interna del mismo.

Las formaciones arcillosas o limosas saturadas constituyen un cimiento deficiente ya que bajo la carga del dique pueden desarrollarse presiones intersticiales elevadas, con una reducción considerable de la resistencia al corte. La situación es aún peor cuando existen surgencias o manantiales que pueden quedar ocluidos por el dique, con un aumento progresivo de las presiones intersticiales y de la zona saturada.

El apoyo del dique sobre mantos coluviales o depósitos inclinados de suelo residual puede inducir movimientos lentos de fluencia al no soportar el terreno las tensiones tangenciales inducidas.

La mayoría de las indicaciones anteriores pueden aumentar de importancia en zonas sísmicas o bajo acciones dinámicas como las derivadas de voladuras. El caso puede ser especialmente grave en el caso de arenas flojas en depósitos naturales o depositadas en antiguas balsas.

#### b) *Prospecciones y ensayos geotécnicos*

En la mayoría de los casos puede seguirse una metodología convencional, como puede ser:

- Empleo de *catas* excavadas manualmente o con retro, cuando el substrato firme o rocoso se encuentra a menos de 3-4 m, y los aportes de agua son escasos. Son labores típicas las siguientes:

Caracterización de los niveles estratigráficos. Descripción y fotografías. Medida de potencias.

Toma de muestras alteradas en bolsas de 2 a 5 kg (según tamaños).

Identificación en laboratorio de las muestras, mediante ensayos del tipo:

- Granulométrico por tamizado o completo
  - Límites de Atterberg
  - Contenido de sulfatos, carbonatos, materia orgánica, etc.
- Empleo de *sondeos mecánicos* cuando las *catas* no permitan definir adecuadamente el terreno y sea necesario determinar las propiedades de resistencia o deformabilidad del mismo.

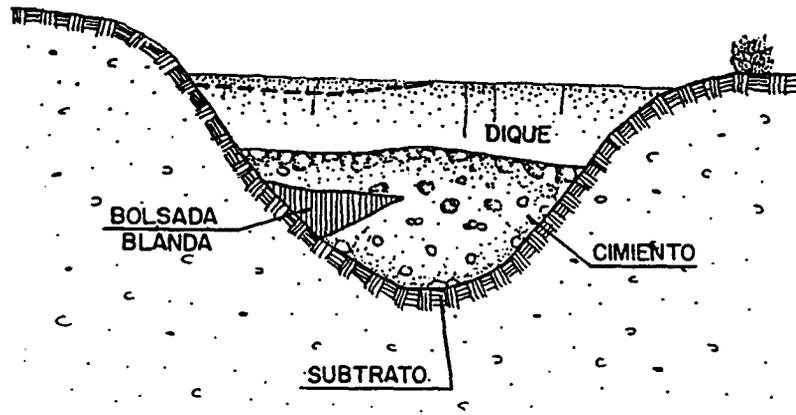


Fig. 7.1. Asiento diferencial por existencia de bolsas blandas en el cemento.

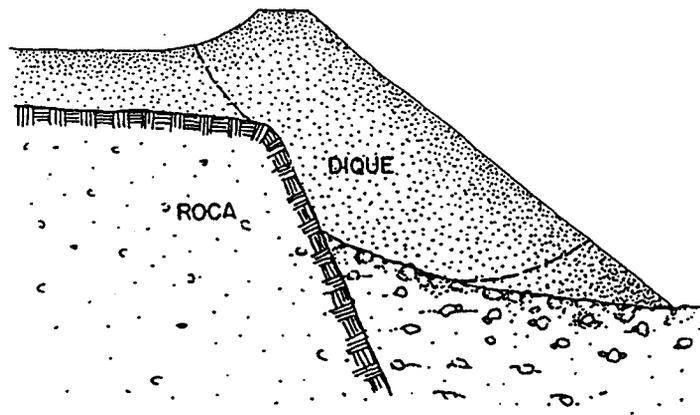


Fig. 7.2. Agrietamiento transversal por el perfil escarpado del cemento.

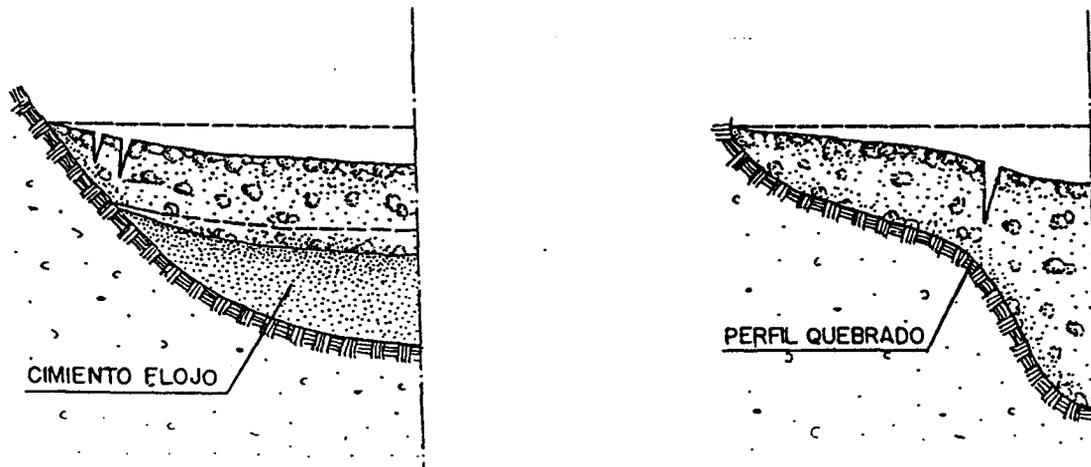


Fig. 7.3. Fisuración transversal por condiciones diferenciales de apoyo.

Los sondeos deben ser a rotación o percusión; con diámetro mínimo 96 mm, de forma que se puedan extraer muestras inalteradas no inferiores a 76 mm.

En los sondeos deberá intentarse una recuperación completa de testigos, depositándolos en cajas adecuadas.

En los suelos arcillosos o limosos blandos deberán extraerse *muestras inalteradas* a presión o golpeo, mediante tomamuestras tipo Shelby o similar. En suelos duros podrá recurrirse a parafinar testigos del sondeo. En materiales arenosos será preferible realizar ensayos de penetración estándar (S.P.T.).

El muestreo debe hacerse a intervalos no superiores a 3 m, y en todas las capas de interés geotécnico.

En suelos blandos pueden realizarse también ensayos de molinete (*vane-test*), pruebas presiométricas, etc.

Los sondeos deben llegar al sustrato firme o como mínimo a la profundidad en que existan capas comprensibles o flojas que puedan afectar al dique.

Cuando sean de prever problemas de permeabilidad o filtración, los sondeos deben aprovecharse para realizar ensayos tipo Lugeon, Lefranc, etc., sin perjuicio de las investigaciones a través de pozos, bombeos, etc. que exijan los estudios hidrogeológicos.

Cuando aparezca agua en los sondeos deberán tomarse muestras de la misma y dejar colocados tubos de plástico ranurado para seguir las variaciones del nivel freático.

Con las muestras extraídas se deberán realizar *ensayos* del tipo siguiente:

- De todos los tipos de suelo:
  - Identificación
  - Granulometría en suelos arenosos o limosos
  - Límites de Atterberg en suelos limosos o arcillosos
  - Contenido en sulfatos, carbonatos y materia orgánica
  - Humedad natural, peso específico aparente, etc.

- De los suelos arcillosos y limosos:

Resistencia a compresión simple  
Resistencia al corte. Preferiblemente ensayos triaxiales CU y en su defecto cortes directos lentos.  
Ensayos edométricos.

- De los suelos arenosos y limosos:

Resistencia al corte. Corte directo.  
Colapsabilidad por inundación bajo carga en el edómetro.  
Permeabilidad.

Según los casos, deberán realizarse otros ensayos especiales, como los referentes a identificación mineralógica, expansividad, erosión interna (ensayo «pinhole»), densidad relativa, etc., así como aquéllos no convencionales que juzgue de interés el proyectista.

De los testigos de roca suele hacerse una descripción detallada, determinando algún índice de estructura o diaclasado como el RQD, y ensayando en laboratorio a compresión simple algunos testigos representativos. En casos más complejos, en los que sean de temer movimientos a favor de juntas podrán realizarse ensayos de corte según discontinuidades, si bien suelen ser preferibles ensayos in situ sobre bloques tallados en la zona problemática.

- Empleo de *penetrómetros*. Son útiles como complemento de las prospecciones anteriores y permiten determinaciones de compacidad o resistencia, bien directamente o a través de correlaciones.

Los penetrómetros dinámicos encuentran su mejor aplicación en suelos granulares, mientras que los estáticos (tipo holandés) están indicados en arcillas y suelos blandos.

El mayor inconveniente de estos métodos es su incapacidad para atravesar capas duras, cementadas o con gravas gruesas.

- Otros métodos. En determinados casos puede recurrirse también a métodos geofísicos (eléctricos o sísmicos), ensayos in situ, etc. que sirvan para los objetivos geotécnicos propuestos.

### c) *Tratamientos*

En el caso de que el cimiento del dique re-

sulte problemático o inadecuado y no exista posibilidad de variar de emplazamiento, deberá procederse a una mejora del mismo, salvo que con el diseño del dique pueda conseguirse una estabilidad suficiente.

Los posibles métodos de mejora figuran en los tratados de ingeniería geotécnica, siendo los más usuales:

- La excavación del terreno deficiente y su sustitución por material idóneo compactado.
- La consolidación de suelos blandos mediante precarga, combinada o no con algún drenaje interno.
- La compactación dinámica, vibroflotación, etc.
- El drenaje mediante drenes de arena, mechas sintéticas, etc.

## 7.2 Apoyo del depósito de estériles

### a) *Indicaciones generales*

En bastantes aspectos pueden plantearse problemas análogos a los indicados para el dique, si bien los efectos pueden tener menos incidencia sobre el comportamiento general de la estructura.

Así por ejemplo, la baja estabilidad de las laderas o la compresibilidad del fondo del vaso no afectan a la viabilidad de la balsa, e incluso las condiciones finales pueden ser mejores que las iniciales.

Sin embargo sí pueden producirse efectos indirectos perjudiciales, como:

- La saturación por los lodos del pie de un talud inestable, provocando corrimientos ladera arriba que pueden afectar eventualmente a viales o instalaciones.
- La transmisión de presiones intersticiales al cimiento del dique, reduciendo su estabilidad.

- La oclusión de surgencias, modificando los acuíferos del entorno y creando situaciones de inestabilidad por ascenso del nivel freático.

En el caso de balsas de ladera la acumulación de lodos saturados tras el dique puede inducir reptaciones y deslizamientos de mantos coluviales, afectando a la estabilidad general de la estructura.

De carácter diferente son los problemas planteados por la permeabilidad del vaso cuando se trata de estériles tóxicos o radioactivos, pasando a un segundo lugar las consideraciones geotécnicas (ver Apéndice 2).

### b) *Reconocimientos*

Suelen ser mucho más someros que los realizados en el cimiento del dique y casi siempre están relacionados con eventuales problemas hidrogeológicos, como surgencias o zonas de comunicación con acuíferos a proteger de la contaminación.

Normalmente basta con el reconocimiento geológico, completado con algunas catas en zonas dudosas.

Pueden requerirse prospecciones más detalladas en las zonas de cimentación de chimeneas de decantación, aliviaderos, etc. o en el trazado de conductos, galerías, etc., que recorran el vaso.

Estas investigaciones deberán ser muy prolijas cuando deba garantizarse la impermeabilidad natural del vaso. En el Ap. 7.1b se describen las posibles técnicas a utilizar.

### c) *Tratamientos*

En general no resultan necesarios salvo en lo que respecta a la permeabilidad (ver Apéndice 2).

En algunos casos puede ser aconsejable la captación y drenaje, a través de conductos enterrados, de manantiales o flujos subálveos que puedan ser ocluidos por los estériles.

## 8. CONSTRUCCION DEL DIQUE

### 8.1 Introducción

El proyecto de la presa minera debe hacerse teniendo en cuenta la naturaleza del cimientó, las disponibilidades de materiales en el tiempo, la capacidad requerida, etc.

Es importante además estudiar la forma de vertido, los medios y equipos disponibles para la construcción y las acciones complementarias a realizar como desvío de cauces, caminos, etc.

En función de todos estos factores debe elegirse el método de construcción más adecuado, el cual configura en definitiva el diseño de la presa minera.

A continuación se comentan los métodos más utilizados.

### 8.2 Métodos constructivos

Como ya se indicó en el Ap. 3.2 (fig. 3.2), los métodos usuales de construcción del dique o muro de presa pueden agruparse en los tipos siguientes:

- Construcción hacia aguas arriba (dique autoreclicable).
- Construcción hacia aguas abajo.
- Construcción centrada.
- Dique construido previamente.
- Otros.

En los tres primeros métodos suele partirse de un *dique inicial*, previo el comienzo del vertido de lodos.

El *dique inicial* suele ser de los tipos siguientes:

- *Impermeable*: en el caso en que se requiera evitar efluentes. Debe construirse con materiales finos y resistentes compactados o colocar un espaldón impermeable aguas arriba.

En algún caso puede recurrirse a soluciones semipermeables cuando puede conseguirse una colmatación natural por lo propios lados.

- *Permeable*: construido con material grueso, generalmente escombros o estériles de machaqueo. Se utiliza este tipo cuando se desea que este dique funcione como dren de pie, situación muy conveniente por lo que respecta a la estabilidad, especialmente en diques construidos hacia aguas arriba.

El dique inicial debe permitir almacenar los lodos producidos hasta que se pueda completar la primera fase de recrecimiento del dique y continuar posteriormente la explotación sin problemas.

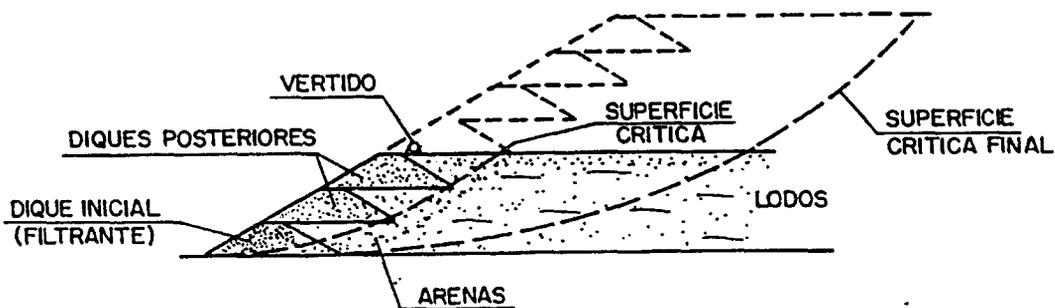


Fig. 8.1. Dique construido hacia aguas arriba con indicación de las superficies de posible rotura.

a) *Construcción hacia aguas arriba (dique autorecrescible)*

Una vez construido el dique inicial se van levantando diques sucesivos, ligeramente retranqueados respecto al anterior, (fig. 8.1).

Para estos diques se pueden utilizar los sedimentos gruesos separados de los lodos, por ejemplo mediante ciclonado o decantación natural. En otros casos se traen materiales de préstamo.

El ciclonado tiene la ventaja de poder establecer a voluntad el corte entre arenas y finos. Normalmente se colocan varios ciclones en paralelo en la coronación del dique (fig. 8.2) pero casi nunca se cubre la totalidad del frente por lo que son necesarias labores adicionales de reparto de las arenas. Además la tubería de alimentación y los propios ciclones tienen que irse elevando a medida que progresa el dique.

El problema se subsana a veces montando los ciclones sobre una plataforma móvil que va recorriendo la coronación del dique mediante torres que permiten un recrecido sucesivo.

Más frecuente es el empleo de tuberías con descarga directa a través de caños o mangueras (fig. 6.8). El sistema tiene los mismos problemas de traslado de la instalación a medida que progresa el dique.

También puede conseguirse una buena selección con canaletas agujereadas por abajo, graduando la corriente para provocar el arrastre de arenas sobre el fondo, por saltación.

Este método de construcción ha sido tradicionalmente preferido por suponer menores costes de construcción, permitir un servicio inmediato, requerir menos espacio y almacenar más lodo para una misma altura de balsa.

Debe advertirse sin embargo que gran parte del dique está formado por materiales flojos, de baja compacidad y resistencia y en general con una línea de saturación muy alta, por lo cual es difícil asegurar un coeficiente de seguridad adecuado, salvo que se adopten taludes muy rebajados.

Aunque se compacte la parte más exterior del dique o se forme con materiales de préstamo, la situación mejora relativamente poco ya que las posibles superficies de deslizamiento se localizan muy por detrás de la zona tratada (fig. 8.1).

Por otra parte las arenas ciclonadas o los sedimentos gruesos son bastante permeables por lo que este sistema de construcción favorece aportes de agua importantes hacia el frente del dique.

Las delicadas condiciones resistentes de este tipo de balsas, así como su extrapolación a alturas inadecuadas han sido causas de bastantes accidentes, por lo que su empleo debe limitarse a los casos en que:

- la altura de la balsa no supere los 25 m.
- no exista riesgo sísmico apreciable (grado sísmico menor de V, ver Ap. 10.4).
- se puedan obtener materiales adecuados

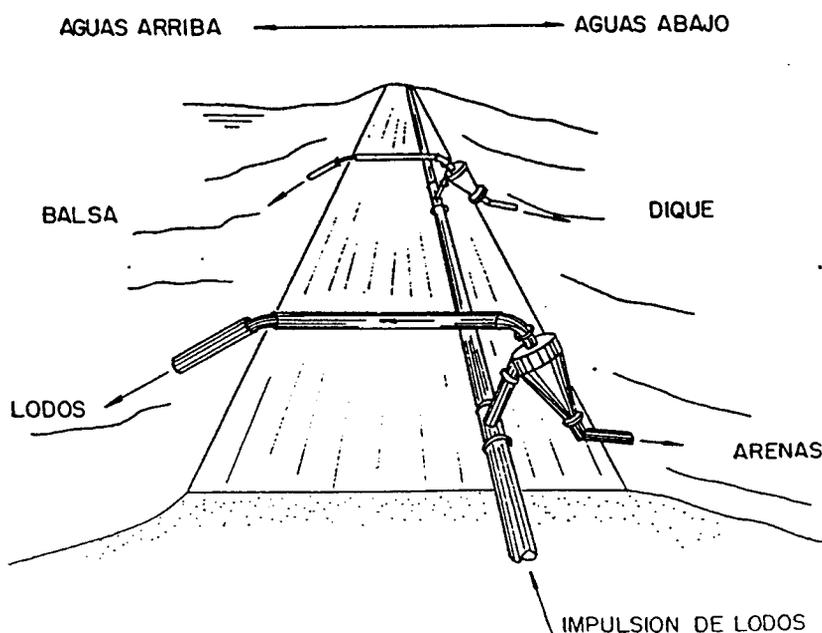


Fig. 8.2 Disposición típica de los ciclones en coronación del dique (ref. [9]).

para construir un dique de buena calidad.

Respecto a este último punto debe tenerse en cuenta que el dique será tanto más estable cuantos menos finos contenga. Por ello el método va bien en cerradas estrechas ya que es fácil formar un frente resistente incluso con lodos finos (90 por 100  $< 74 \mu$ ). Sin embargo en diques muy anchos incluso con lodos gruesos (60 por 100  $< 74 \mu$ ) es inevitable que existan finos muy cerca de la cara exterior del dique.

Es también aconsejable que el perfil del terreno sea llano o con ligera inclinación ya que si es muy abrupto pueden quedar lodos atrapados en la parte inferior, dando lugar a una zona de débil resistencia respecto a fases sucesivas.

En este caso puede recurrirse a un refuerzo de la base del dique según se comenta en el Ap. 10.7.

Las condiciones de estabilidad de este tipo de diques pueden mejorarse:

- asegurando anchos de dique y playa conservadores. Con lodos arenosos y taludes próximos al 2 (H): 1 (V) se recomiendan anchos del 0,7 de la altura final mientras que con lodos finos el ancho deber ser del orden de la altura (ver ref. [70]).
- recargando el dique con espaldones exteriores según aumenta la altura de balsa.
- colocando un manto drenante en el fondo (y eventualmente a niveles intermedios) para mejorar la consolidación de los ma-

teriales próximos al dique y alejar del mismo la línea de saturación (ver Ap. 9.2).

- compactando la playa de arenas.

En algunos casos se han conseguido diques anchos extendiendo las arenas de la playa formando dos caballones paralelos (fig. 8.3).

Si las arenas no drenan con facilidad deben intercalarse periódicamente capas dren o tubos drenantes. Es conveniente también compactar todo el área para conseguir la mayor resistencia posible.

Es importante advertir que las necesidades resistentes del dique son máximas en la parte inferior del mismo y van decreciendo con la altura. Ello hace aconsejable adoptar un talud más suave inicialmente e irlo aumentando progresivamente, si bien esto puede plantear problemas constructivos de replanteo y de apoyo de diques sucesivos sobre material insuficientemente consolidado.

Cuando se utilicen materiales de préstamo para formar el dique debe prestarse especial atención a no intercalar capas permeables o abiertas que puedan dar lugar a surgencias por el dique (ver Ap. 9.3). Análogamente puede ser muy peligroso que por fallos en el lavadero o en el sistema de vertido de lodos se depositen bolsadas de finos en zonas intermedias del dique o próximas al mismo.

#### b) Construcción hacia adelante.

Da lugar a diques muy estables por su gran anchura pero requiere un volumen importante de arenas o materiales de préstamo. Puede no

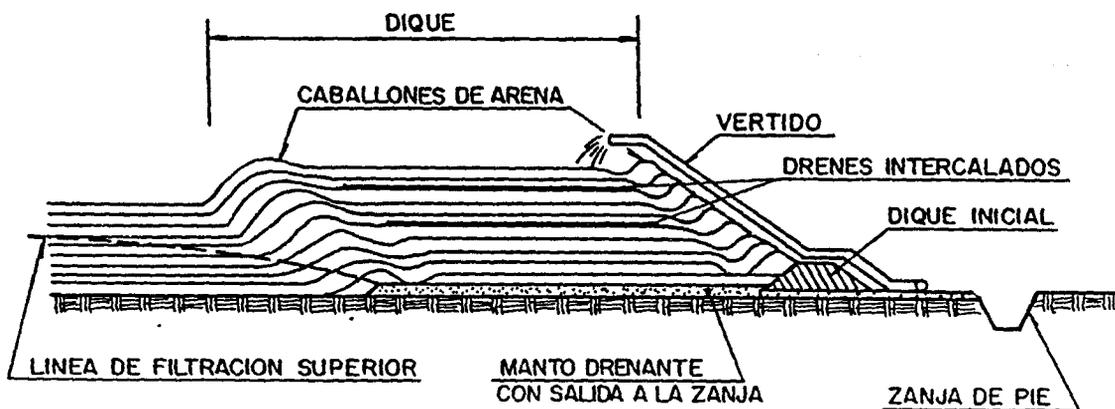
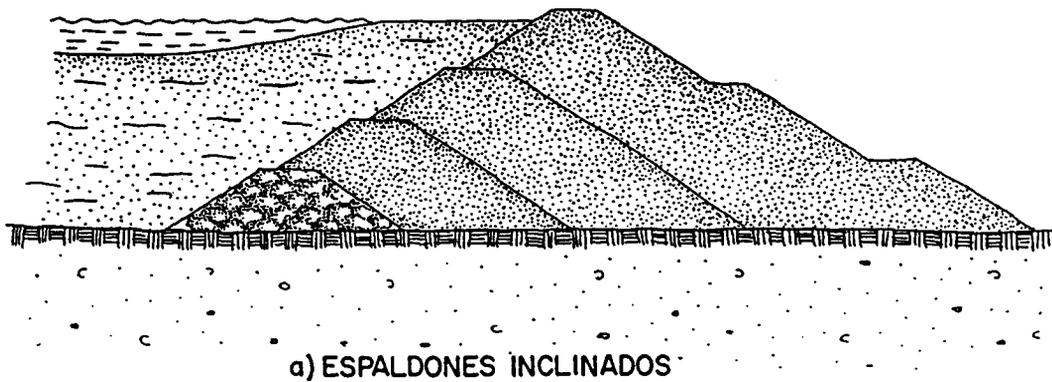
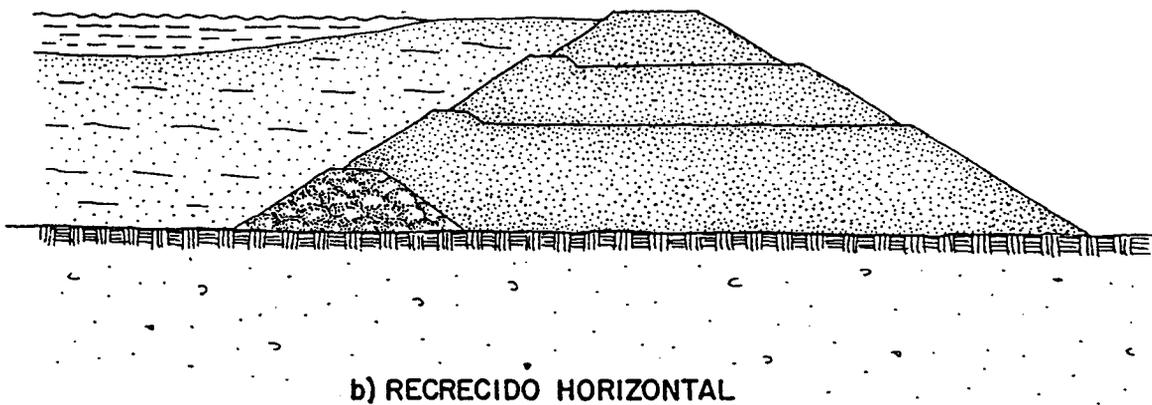


Fig. 8.3. Dique ancho formado entre dos caballones



a) ESPALDONES INCLINADOS



b) RECRECIDO HORIZONTAL

Fig. 8.4. Construcción hacia aguas abajo.

ser viable si los lodos contienen menos del 25 por 100 de arenas.

Por otro lado el reperfilado del talud exterior debe hacerse con maquinaria de extendido y/o compactación, la cual puede tener dificultades para remover el material acumulado bajo los ciclones o mangueras.

En general exige un dique inicial bastante grande para compensar la deficiencia de gruesos en las primeras fases del vertido.

El desarrollo del dique puede hacerse por tongadas horizontales, más sencillas de extender, requiriendo un gran volumen inicial de arenas (fig. 8.4b) o por capas inclinadas superpuestas (fig. 8.4a).

Dada la alta permeabilidad del dique arenoso este método requiere medidas especiales de impermeabilización o drenaje.

c) *Construcción centrada.*

Es la que se esquematiza en la fig. 8.5. Los sucesivos mantos de dique, generalmente contruidos con arenas cicladas o materiales de aportación arrancan del eje del dique inicial, extendiéndose hacia aguas abajo pero manteniendo en la misma vertical el comienzo del depósito de estériles.

La forma de construcción permite (ver fig. 9.22c) dejar en el cuerpo del dique drenajes adecuados, a veces de tipo chimenea, por lo que las condiciones de estabilidad son bastantes favorables.

En los casos en que no existen buenos materiales para la formación de diques se ha recurrido a secciones gruesas simétricas como la indicada en la fig. 8.6.

Al descansar los sucesivos recrecimientos

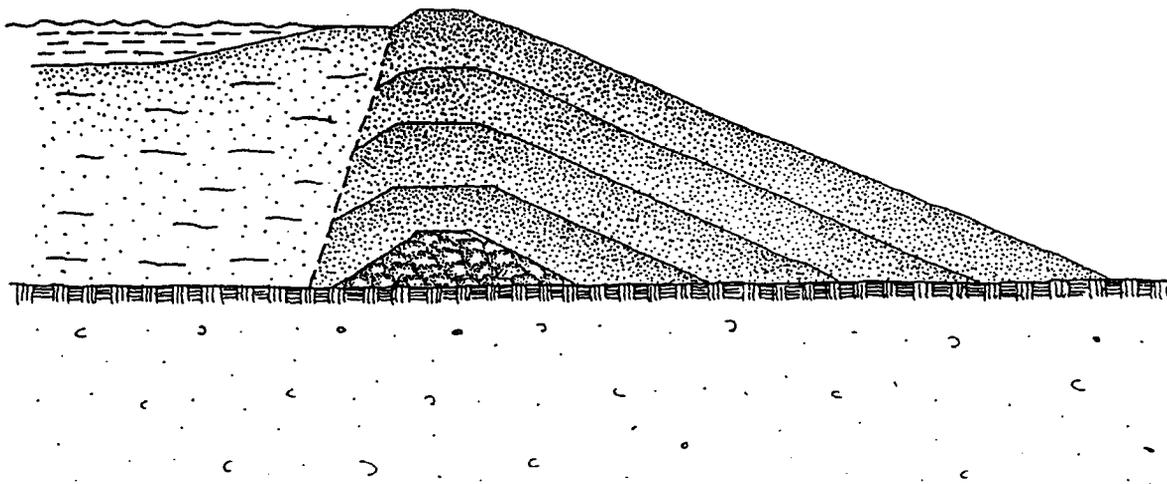


Fig. 8.5. Construcción centrada con recrecio hacia aguas abajo.

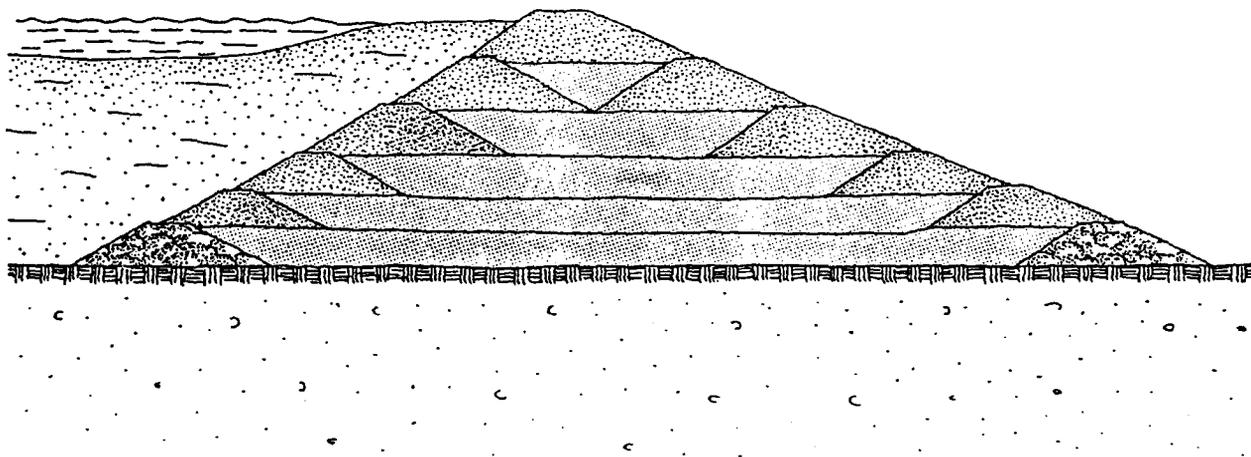


Fig. 8.6. Construcción centrada con dique simétrico.

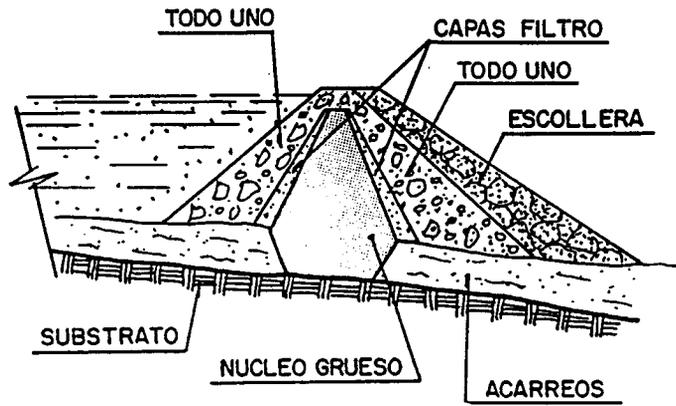
parcialmente sobre la playa de lodos no puede llevarse el dique muy adelantado sobre el nivel de éstos por lo que la capacidad de almacenamiento de avenidas es limitada.

d) *Dique construido previamente.*

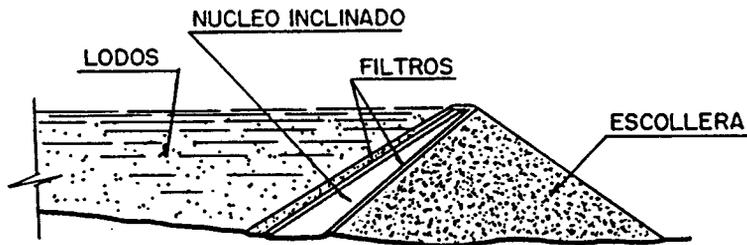
En los últimos años están apareciendo bastantes diseños de diques de balsa que siguen la técnica usual de las presas de tierra o escollera para almacenamiento de agua. Aunque una de las razones de esta tendencia es el encargo de tales proyectos a consultores de Ingeniería Civil, no especializados en Minería, existen otras circunstancias que pueden hacer aconsejable este tipo de diseño como puede ser la abundancia de estériles en las monteras de minas a cie-

lo abierto o las limitaciones respecto al control de efluentes nocivos o contaminantes teniendo que asegurar unas fugas mínimas a través del dique. En algunos casos la necesidad de almacenar en la balsa avenidas de escorrentía en condiciones seguras, obliga a disponer un paramento o núcleo continuo e impermeable, descartando las secciones irregulares y heterogéneas que pueden derivarse de recrecimientos sucesivos por métodos tradicionales (fig. 8.7).

En general suele ser difícil acomodar la extracción de estériles al progreso requerido del dique, por lo que suele ser frecuente construir éste en una ó dos fases muy por delante de los niveles de lodos. Este tipo de presa requiere además técnicas de construcción, compacta-



a) Dique con núcleo central y espaldones de escollera.

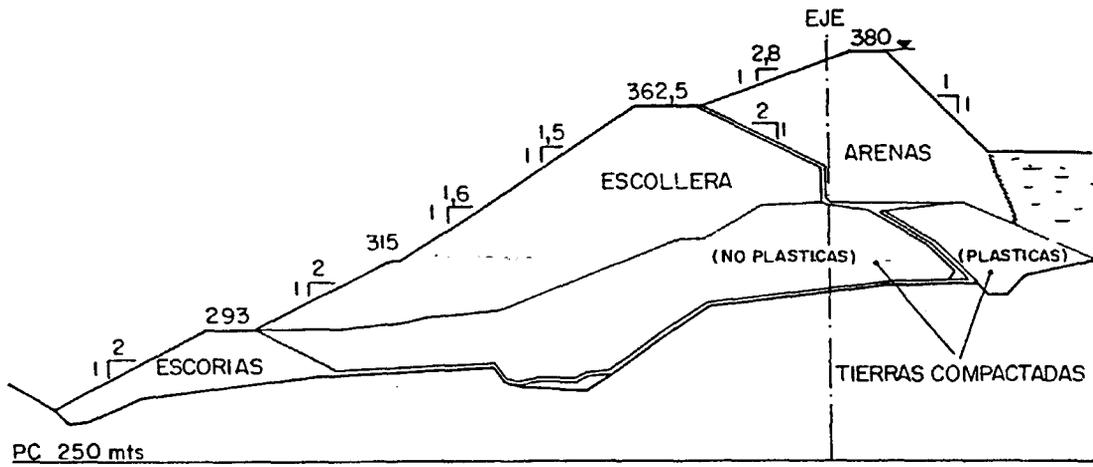


b) Núcleo inclinado aguas arriba.

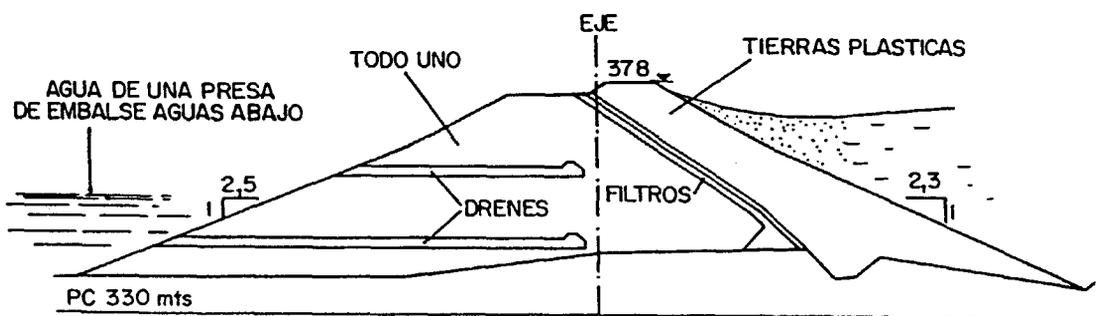
Fig. 8.7. Diques construidos previamente con técnicas de presas de embalse.

ción, etc., no habituales en las labores mineras, por lo que es frecuente suscribir contratos con empresas especializadas en obras hidráulicas. En la fig. 8.8 se muestran dos importantes di-

ques construidos en España, buscando un aprovechamiento óptimo de los estériles. En las últimas fases de reecimiento se están utilizando arenas de ciclonado.



SECCION TIPO PRESA DE COBRE



SECCION TIPO PRESA DE GOSSAN

Fig. 8.8 Secciones de presas de residuos construidas por Rio Tinto Minera, S.A. en Cerro Colorado (Huelva).

e) *Otros métodos.*

En zonas llanas, en donde no es posible aprovechar vasos naturales se han utilizado además otros métodos como:

— El vertido directo de lodos espesados que quedan con su talud de reposo, sin necesidad de dique de contención (fig. 3.3).

— El vertido central de lodos o más o menos fluidos también en forma cónica pero con un pequeño dique perimetral (fig. 6.6).

También se ha propuesto el vertido de lodos secos, previa extracción del agua haciendo pasar los lodos por una cinta-filtro a través de una cámara de vacío.

Es evidente que cuanto más agua se extrae de los lodos, menos volumen ocupan y mejor se pueden almacenar ya que también mejora su resistencia. Sin embargo, el coste de los tratamientos de filtrado, espesado, etc., suele ser casi siempre prohibitivo.

### 8.3 Otros aspectos constructivos

#### 8.3.1. Resguardos

La coronación del dique debe ir siempre elevada sobre el nivel de lodos o del agua sobrenadante. El resguardo a dejar será el mayor valor de los siguientes:

a) 1,50 m sobre el nivel normal del agua en el lago de balsa.

b) 1,00 m sobre el nivel de avenida cuando la balsa se utiliza como depósito regulador.

En el caso de aguas acumuladas contra el dique los valores anteriores se aumentarán en un 50 por 100.

En balsas de gran extensión ( $L > 1$  Km) y sobre las que puedan actuar vientos importantes ( $V > 80$  Km/h.) pueden generarse olas que erosionen el talud interior del dique, llegando incluso a producir su rotura. Por ello no debe permitirse en tales casos que se embalse el agua contra el dique, salvo que al ir recreciendo éste se coloque un manto protector de piedra o escollera sobre el talud interior.

#### 8.3.2. Ancho de coronación

Debe establecerse en función de la maquinaria a utilizar y de las características del dique con objeto de evitar que las filtraciones afloren en el paramento exterior.

Como ancho mínimo debe contarse con 3,50 m y mejor 4,00 m.

Para alturas H superiores a 15 m este ancho mínimo deberá incrementarse según la relación

$$B_{\min} = 3 + 1,5 \sqrt[3]{H - 15} \quad (\text{m})$$

Este valor se incrementará en un 25 por 100 para zonas de sismicidad media y en un 50 por 100 para las de alta sismicidad.

## 9. CONTROL DEL AGUA EN LAS PRESAS MINERAS

### 9.1 Control de aguas superficiales

#### 9.1.1. Introducción

Los depósitos de estériles deben ser capaces de almacenar o evacuar sin daños los caudales superficiales que puedan llegar a ellos como consecuencia de las escorrentías producidas en la cuenca correspondiente.

El problema no se plantea en depósitos exentos, en los que las posibles lluvias sólo suponen una sobreelevación de unos pocos centímetros ni en los protegidos por embalses reguladores, canales de desvío, etc.

Cuando se utiliza la propia balsa como depósito regulador de avenidas debe garantizarse el mantenimiento de los máximos niveles y resguardos de seguridad previstos en el proyecto, disponiendo, en su caso, elementos de evacuación de los volúmenes que excedan la capacidad de almacenamiento.

El diseño supone la evaluación de las aportaciones de avenida, tal como se indica en el Apéndice 1 y el dimensionamiento de los órganos de evacuación.

#### 9.1.2. Instalaciones de retención o desvío

Siempre que sea posible conviene evitar que las aguas de escorrentía entren directamente a la balsa, sobre todo cuando llevan arrastres importantes que pueden reducir la capacidad de almacenamiento y dificultar el funcionamiento de las bombas.

La retención se puede conseguir mediante una o varias balsas de acumulación formadas por diques convencionales (Fig. 9.1). Salvo cuando interese disponer de un depósito de aguas claras, los diques pueden ser permeables, dejando que las aguas se filtren a la balsa inferior en un plazo más o menos largo. Estos diques deberán tener una seguridad suficiente frente a fenómenos de erosión interna.

En el caso de aportes moderados y cuando sea difícil la implantación de balsas de retención, puede construirse una cuneta o canal perimetral al depósito de lodos, que recoja y desvíe las

aguas de escorrentía, bien a una vaguada lateral o hasta el pie del dique de estériles (fig. 9.2).

Las secciones y pendientes de este canal deben ser adecuadas para que no se alcancen velocidades erosivas en el mismo. Debe cuidarse también su limpieza y eliminación de vegetación antes de las épocas lluviosas y como mínimo una vez al año.

En balsas de importante crecimiento en altura puede ser necesario realizar canales sucesivos, según se eleva el nivel de lodos.

#### 9.1.3. Sistemas de evacuación o recuperación de agua

En el proyecto y desarrollo de una balsa debe estudiarse cuidadosamente la evacuación o recuperación de las aguas que pueden acumularse en la misma, bien por escorrentía superficial o lluvia, bien por ser aportadas con los lodos. En unos casos ocupan un volumen necesario para el almacenamiento y en otros se recicla el agua para el lavadero.

Por otra parte el agua puede filtrarse a través del dique y su cimiento siendo conveniente en muchos casos retener las filtraciones, tanto para evitar contaminaciones aguas abajo, como para su reutilización.

Se comentan a continuación los aspectos principales de estas cuestiones.

Pueden utilizarse los siguientes sistemas:

- a) Aliviaderos.
- b) Chimeneas de decantación { Central  
De ladera
- c) Bombeo { Desde balsa flotante  
Desde estación fija
- d) Sifones.

Los sistemas a), b) y d) descargan el agua el pie de la balsa mientras que el bombeo permite la impulsión a niveles superiores del de de-

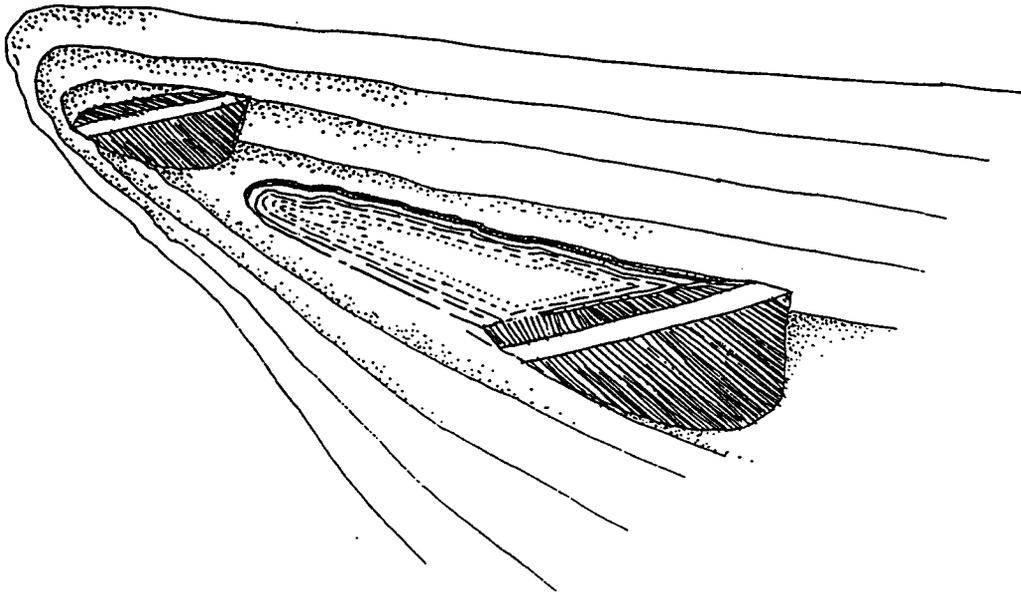


Fig. 9.1 Presa de retención aguas arriba de la balsa.

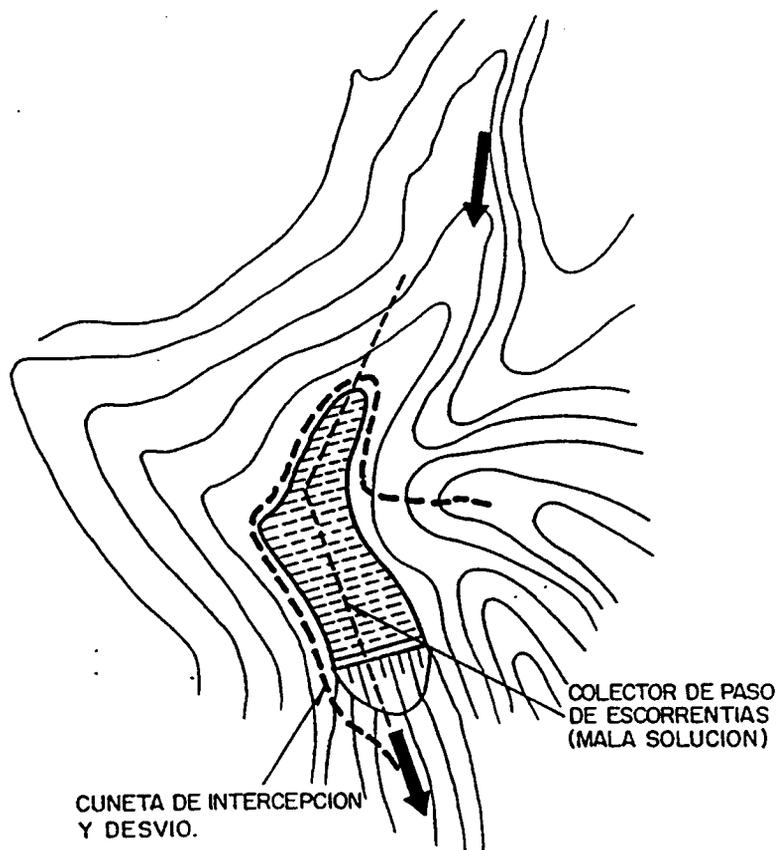


Fig. 9.2 Cuneta de intercepción.

antación. También es posible el bombeo desde el pie del dique pero naturalmente a costa del correspondiente consumo energético. Debe estudiarse por tanto el sistema más conveniente en función de la posición relativa de balsa y avadero.

#### a) *Aliviaderos*

Suelen ser vertederos de superficie dispuestos fuera del dique, en terreno firme, y sirven para la rápida evacuación de las aguas acumuladas en el lago de la balsa, bien procedentes de escorrentías o lluvias o de la decantación de los lodos, asegurando el mantenimiento del resguardo de seguridad (fig. 9.3).

El principal problema es la necesidad de recrecer su estructura a medida que aumenta la altura de la balsa. Esta estructura debe ser de hormigón y resistente a la erosión por las fuertes velocidades de caída, lo cual exige un diseño análogo al de las presas de embalse.

Puede recurrirse a estructuras más sencillas y menos protegidas cuando el vertido se hace a una vaguada o cauce lateral cuyo acarcavamiento no entrañe peligro para la balsa u otras instalaciones (fig. 9.4).

Cuando la balsa se utilice para regulación de avenidas los aliviaderos deben ser capaces de eliminar en un máximo de 10 días el 90 por 100 del agua procedente de tormentas y aguaceros.

En zonas con escasez de agua se intenta aprovechar al máximo el almacenamiento en la balsa, retardando lo más posible la evacuación. Esto puede dar lugar a riesgos importantes si se mantienen las lluvias o se produce un nuevo aguacero sin tiempo a vaciar el lago de balsa.

#### b) *Chimeneas o torres de decantación.*

Es un sistema tradicional que sin embargo se está abandonando salvo en balsas muy pequeñas.

El tipo más generalizado se compone de una torre exenta situada en una zona en la que se espera que siempre se acumule agua de decantación, conectada en su base a un conducto de salida que atraviesa la base del dique (fig. 9.5).

El agua decantada se evacua por aberturas de la chimenea, la cual se va recreciendo periódicamente para acomodarse al nivel de la balsa.

Este sistema tiene la ventaja de requerir muy poco mantenimiento y ser una vía permanente de drenaje incluso una vez abandonada la balsa.

Sin embargo se han producido numerosos fallos por,

— colapso del conducto de salida bajo la carga de lodos.

— rotura de la unión entre la chimenea y la galería por asientos diferenciales.

— colapso o agrietamiento de la chimenea por empujes descompensados de los lodos, efectos sísmicos, etc.

La zona más delicada es la de paso bajo el dique ya que por defectos de compactación pueden establecerse flujos periféricos al conducto que den lugar a erosión interna y rotura del dique (fig. 9.6).

Lógicamente estos problemas se evitan implantando el conducto en una galería abierta en las laderas naturales firmes.

El sistema es prácticamente irrecuperable si falla o se ciega la chimenea, en cuyo caso pueden producirse interrupciones en el servicio de la balsa.

A veces la chimenea se construye en forma de conducto inclinado, con aberturas, encajado en una ladera (fig. 9.7). El sistema es más estable pero exige ir tapando las sucesivas ventanas para que los lodos no cieguen la chimenea.

Originalmente las chimeneas eran de tipo circular y se recrecían con ladrillo. Posteriormente se han utilizado chimeneas cuadradas, de hormigón armado, más fáciles de construir pero que trabajan peor frente a la presión de los lodos. Recientemente se están empleando tuberías prefabricadas de hormigón, con juntas machihembradas.

Cuando la longitud de balsa es insuficiente para la decantación completa de lodos finos la chimenea puede rodearse de materiales filtrantes, o disponer en la salida una balsa complementaria de decantación (fig. 9.8).

Las chimeneas de decantación deben calcularse para los empujes radiales de los lodos con la altura máxima de balsa previsible y en la hipótesis de no existir agua en el interior.

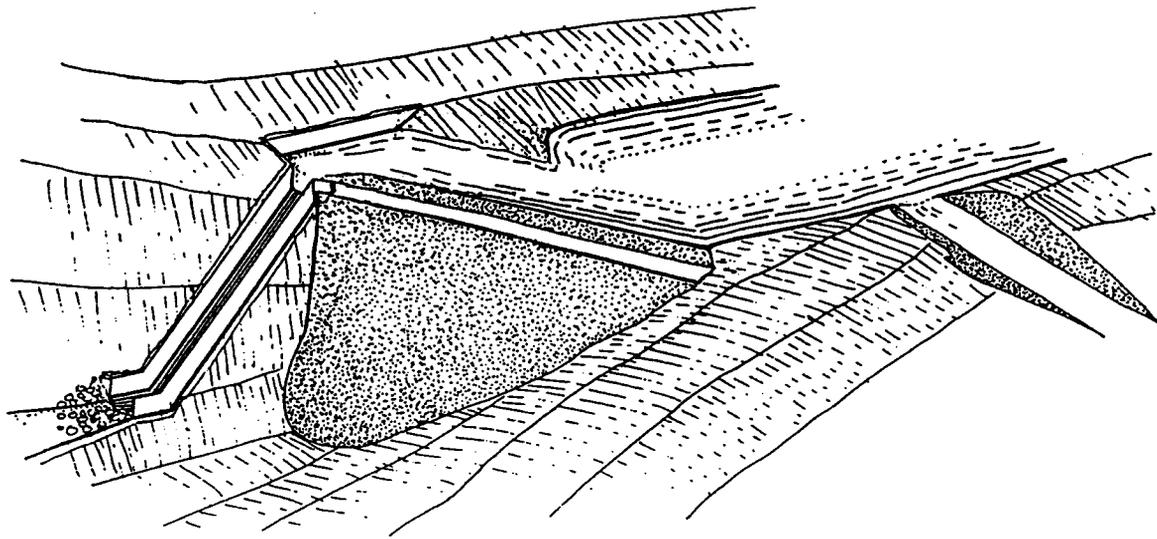


Fig. 9.3 Diversas soluciones de aliviadero.

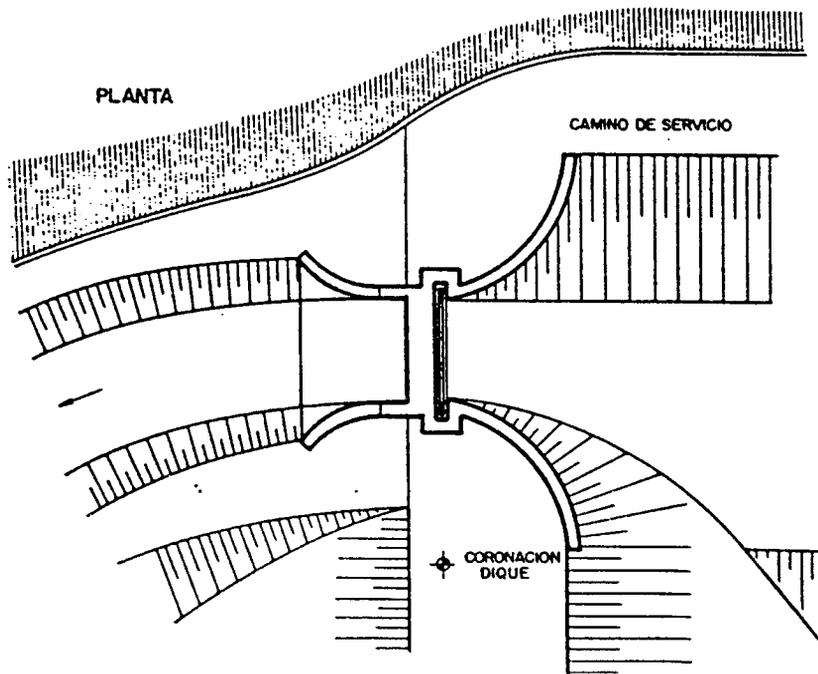
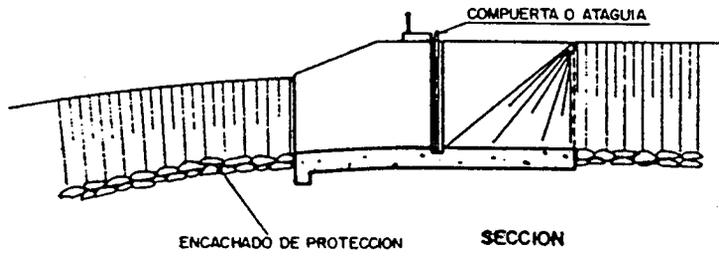


Fig. 9.4 Embocadura de canal-aliviadero.

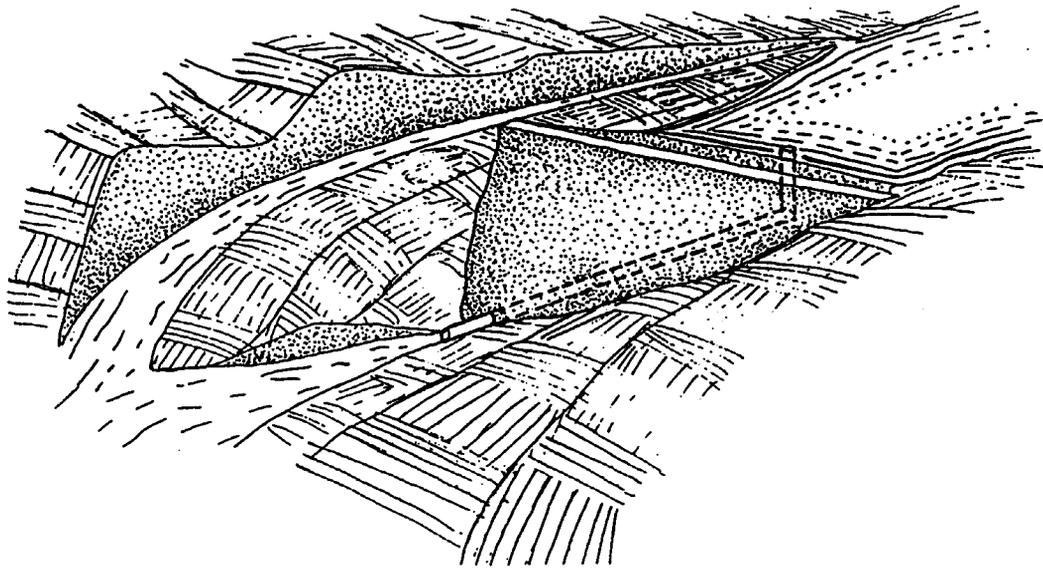


Fig. 9.5 Esquema del sistema de evacuación de aguas decantadas por chimenea y galería.

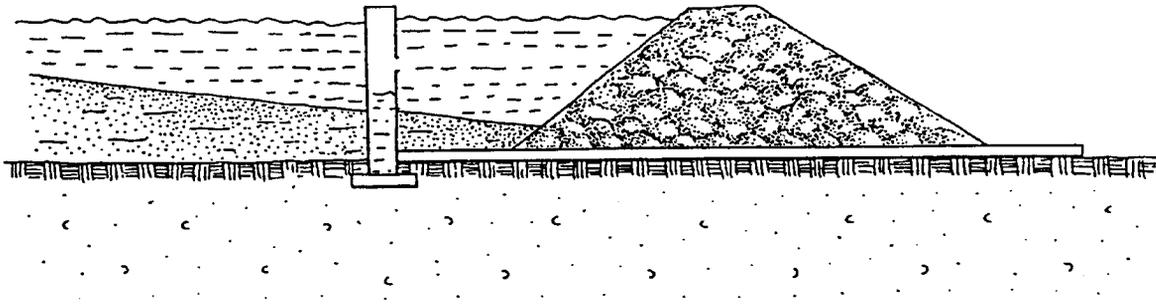


Fig. 9.6 Sección del sistema chimenea-conducto de desagüe.

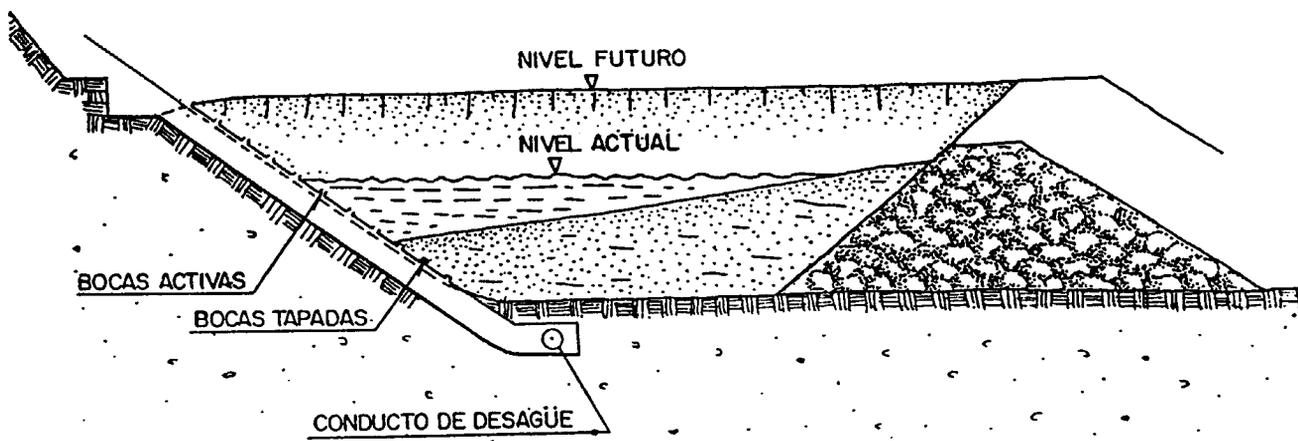


Fig. 9.7 Chimenea encajada en ladera.



Fig. 9.8 Chimenea de drenaje. En primer término el material filtro a colocar en torno a la misma.

Lo mismo puede decirse de los conductos de salida. Lo ideal sería que estos conductos fueran visitables para poder controlar cualquier fallo de la tubería de evacuación de agua, pero por el momento no existe una reglamentación al respecto.

Salvo en conductos apoyados en roca, debe contarse con asentos de los mismos, que serán mayores en las zonas de mayores cargas (eje del dique) o donde exista más espesor de suelo compresible. Esto hace que un conducto rígido no pueda adaptarse a las correspondientes deformaciones por lo que deben disponerse juntas, generalmente a distancias no superiores a 1,5 veces el diámetro del conducto (ver ref. [60]).

El cálculo del conducto debe hacerse mediante las teorías de tubos rígidos, teniendo en cuenta las condiciones de apoyo y el relleno lateral.

Salvo justificación en contrario no se considerarán presiones verticales sobre el conducto inferiores a 1,5 veces la presión total de lodos. Como reacción horizontal puede contarse hasta el 40 por 100 de dicha presión.

Debe estudiarse con especial atención el cimiento de la chimenea de forma que se eviten asentamientos que puedan afectar a la unión con el conducto de salida. En el cálculo se tendrá en cuenta la eventual descompensación de empujes en torno a la chimenea.

#### c) Estaciones de bombeo.

En algunos casos el bombeo se hace desde plataformas flotantes (fig. 6.4) que ascienden con el nivel de agua, aunque en general se recurre a instalaciones fijas que se trasladan verticalmente cada cierto tiempo (fig. 9.9).

En balsas muy importantes el agua decantada se lleva a una balsa o depósito auxiliar desde la que se bombea con una instalación fija (fig. 9.10).

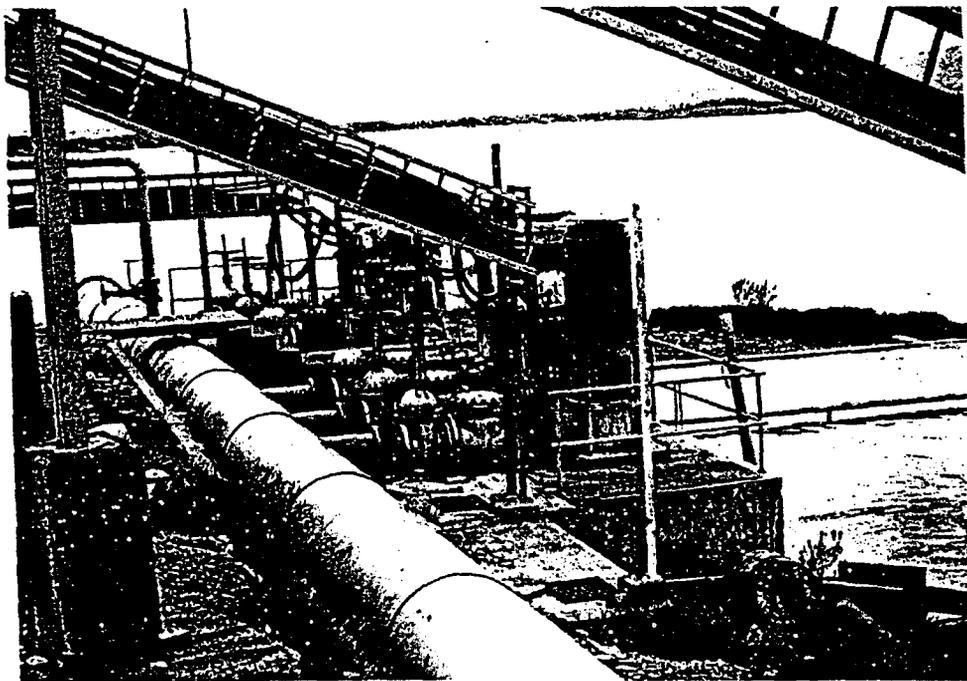
Las plataformas flotantes plantean el problema del acceso desde tierra y la conexión con las tuberías fijas fuera de la balsa.

Debe disponerse de bombas de emergencia y pueden existir problemas por cortes de corriente eléctrica.

Casi siempre debe existir un aliviadero de



*Fig. 9.9 Pequeña instalación de bombeo, elevable con la balsa.*



*Fig. 9.10 Instalación de bombeo de agua decantada (Cerro Colorado, Río Tinto Minera, S.A.)*

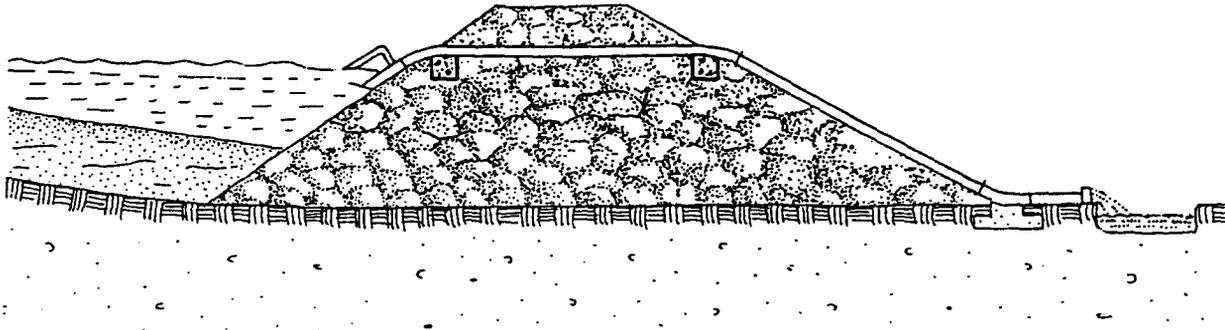


Fig. 9.11 Sifón de extracción de agua decantada.

emergencia para casos de averías o traslados en la instalación de bombeo.

d) *Sifones.*

Se basan en el principio del sifón hidráulico y constan de una tubería sobre flotadores que llega al agua decantada y que, pasando por el dique, desciende hacia el pie del mismo (fig. 9.11).

El sifón debe llevar una ventosa para purgar el aire acumulado en el punto más alto, así como una válvula de control en la boca de salida para evitar que se descebe.

No obstante, es un sistema poco fiable, cuyo funcionamiento depende mucho del nivel de agua, la longitud de la tubería de toma, el aire ocluido, etc.

## 9.2 Filtraciones a través del dique

El Proyecto de la balsa debe evaluar:

— Los caudales filtrados a través del dique en las distintas fases de desarrollo del mismo, para dimensionar los órganos de desagüe y establecer el balance de agua.

— La posición de las trayectorias de filtración respecto al talud exterior y en la masa del dique, por ser el principal condicionante de la estabilidad.

En determinados casos, cuando interese una mayor recuperación de agua, o reducir los volúmenes acumulados, podrán forzarse las filtraciones actuando sobre los materiales del dique o disponiendo elementos drenantes complementarios.

En otros casos deberán impedirse totalmente las filtraciones fuera de la balsa por razones de toxicidad, radioactividad, agresividad, etc.

El conocimiento de la circulación de agua a través del dique y su cimiento resulta necesario para determinar las presiones intersticiales en las superficies de rotura potenciales (ver Cap. 10).

Para la evaluación de caudales de filtración pueden utilizarse soluciones analíticas o, más frecuentemente, gráficas basadas en el dibujo de una red de filtración que cumpla las condiciones de contorno conocidas<sup>(1)</sup>. Como orientación pueden seguirse las soluciones ya obtenidas para casos de geometría sencilla (ver por ejemplo ref. [38]), algunos de los cuales se resumen más adelante.

Conviene advertir que las soluciones obtenidas para presas de embalse resultan muy pesimistas para diques de lodos ya que en este caso el agua alcanza el dique después de sufrir una pérdida de carga considerable en la filtración a través de los propios lodos. La situación puede, sin embargo, ser muy semejante si el

agua de decantación llega a embalsarse contra el dique, aunque sólo sea en una pequeña altura en la parte superior del mismo.

Dada la gran anisotropía de permeabilidad de los lodos, el problema más inmediato es poder dividir el conjunto balsa-dique en zonas de permeabilidad caracterizable, sin demasiado error, por unos valores medios, con objeto de hacer abordables los cálculos. A este respecto puede tenerse en cuenta lo indicado en el Ap. 9.2.2.

Debe advertirse que para el empleo del método convencional de las redes de filtración es necesario que se cumpla la condición de flujo quasi estacionario, por lo que la velocidad de ascenso de los lodos en la balsa debe ser suficientemente pequeña (menor de 3 m/año). En caso contrario, debe hacerse un estudio en régimen variable o pseudoestacionario, para fases sucesivas de desarrollo.

En los casos en que el dique de cerramiento tenga características drenantes un límite superior de las filtraciones es el del caudal expulsado por los lodos al consolidar bajo peso propio, el cual puede estimarse (ref. [66]) por la fórmula:

$$q = 0,75 kh \frac{\gamma_l}{\gamma_w} \sqrt{\frac{m h}{c_v}} \quad (\text{m}^3/\text{seg}/\text{m})$$

donde:

- k: es el coeficiente de permeabilidad en m/seg.
- $\gamma_l$ : es el peso específico de los lodos saturados
- m: es la velocidad de ascenso de la balsa (m/año)
- h: es la altura de lodos en la balsa (m)
- $c_v$ : es el coeficiente medio de consolidación de los lodos (m<sup>2</sup>/año).

### 9.2.1. Diques homogéneos o asimilables

Salvo los que se construyen expresamente de esta forma, con materiales de aportación, los diques de balsa rara vez son homogéneos dada la existencia de diques iniciales, núcleos imper-

<sup>(1)</sup> Como es sabido, en terreno homogéneo, la red de filtración está formada por las *líneas de corriente* o trayectorias del agua y las *líneas equipotenciales* ortogonales a las anteriores, que unen los puntos en los que la altura en metros respecto a un plano de referencia (z) + la presión en metros de agua ( $u/\gamma_w$ ) es constante. En terrenos con  $k_x \neq k_y$ , es necesario corregir la geometría con una escala horizontal  $\sqrt{k_x/k_y}$ , para que la red resulte ortogonal, pasando luego la red a la escala original. En casos complejos debe recurrirse a programas de ordenador basados en métodos de diferencias o elementos finitos.

meables, mantos de diferente granulometría, etc. Ello hace que una estimación rigurosa de caudales de filtración y niveles freáticos requiera complejas técnicas numéricas, desarrolladas por ejemplo en el estudio de presas de tierra.

En la mayor parte de los casos, sin embargo pueden obtenerse aproximaciones razonables asimilando el frente de la balsa a un dique homogéneo (o eventualmente con  $k_v \neq k_h$ ), utilizando entonces las soluciones existentes de redes de corriente o construyendo la propia del caso, sin que ello suponga gran dificultad.

En la figura 9.12 se muestran casos diversos de redes de corriente.

Como puede verse, las filtraciones y la posición de la línea de saturación varían considerablemente con la permeabilidad del cimiento (fig. 9.13). Como se verá más adelante (Ap. 9.2.4) también tiene gran influencia la presencia o no de drenes en el cuerpo del dique.

La estimación del caudal de filtración por unidad de longitud de dique, a partir de la red de corriente, se obtiene por

$$q = kH \frac{n_c}{n_s}$$

siendo:

- k: permeabilidad media de los materiales del dique.
- H: diferencia de nivel entre el agua decantada y el nivel freático al pie o en el dren de salida.
- $n_c$ : número de tubos o canales de corriente.
- $n_s$ : número de escalones en que se pierde el potencial H.

#### Ejemplo

Sea la balsa de la fig. 9.12d con  $k_1 = 3 \times 10^{-4}$  cm/seg. y  $H = 20$  m:

$$q = kH \frac{n_c}{n_s} = 3 \times 10^{-6} \times 20 \times \frac{6}{18} = 2 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

En general las filtraciones serán menores ya que tiene gran influencia la permeabilidad de los propios lodos.

En la fig. 9.14 se ilustra este efecto así como el de la anisotropía de permeabilidad en el propio dique. Las relaciones típicas  $k_v/k_h$  ya se discutieron en el Ap. 4.4.5.

En bastantes casos el dique apoya sobre una ladera o base inclinada, lo cual introduce algunos cambios en la red de filtración. El punto de surgencia de las filtraciones puede estimarse por la fig. 9.15 y el caudal por unidad de longitud de dique por

$$q = \frac{k \cdot a (1 - S \operatorname{tg} \alpha)}{S}$$

siendo k la permeabilidad del dique.

#### Ejemplo

Sea el dique de la figura 9.16 con  $k = 10^{-5}$  cm/seg.

Para  $S = 2$ ,  $d/h = 3$  y  $\alpha = 15^\circ$  se tiene  $\frac{\alpha}{h} = 0,23$ ;  $a = 3,45$  m

$$q = \frac{10^{-7} \cdot 3,45 (1 - 2 \times 0,268)}{2} = 0,8 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

Para un dique de  $L = 100$  m el caudal total sería  $Q = q \times 100 \times 60 \times 10^3 = 0,48$  l/min

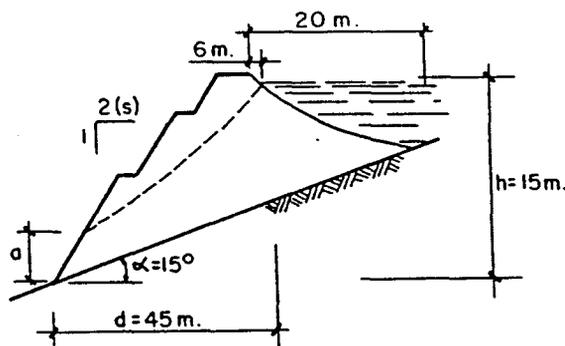


Fig. 9.16.

Lógicamente deben evitarse las surgencias por el paramento, con las medidas indicadas en el Apartado 9.2.4.

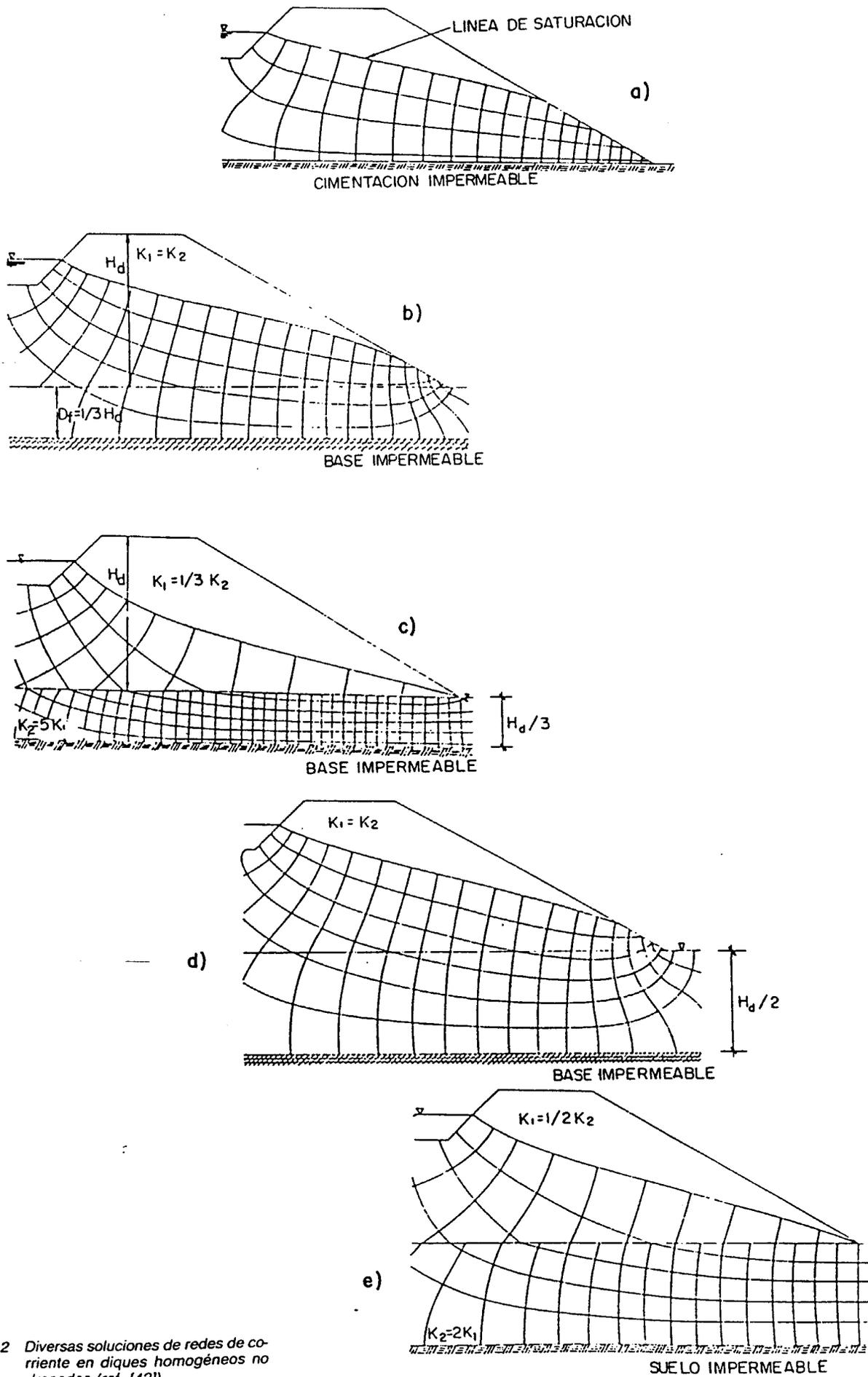
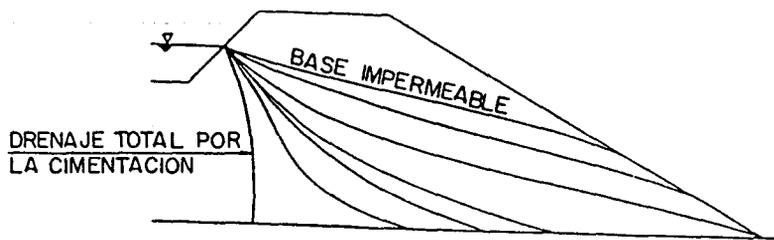
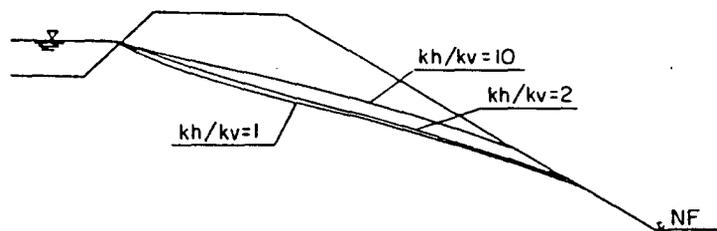


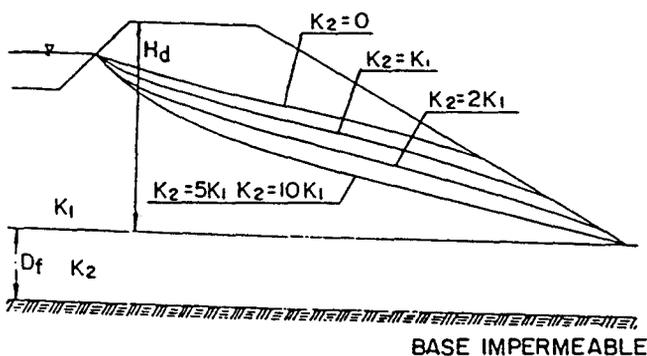
Fig. 9.12 Diversas soluciones de redes de corriente en diques homogéneos no drenados (ref. [42]).



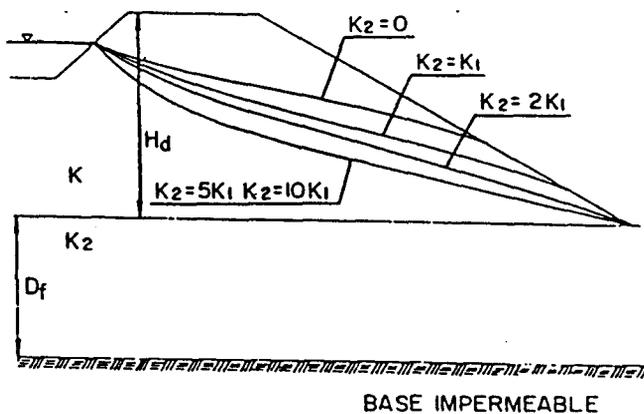
d) SEGUN PERMEABILIDAD DEL CIMIENTO



b) DIQUE Y CIMIENTO DE ANALOGA PERMEABILIDAD



c) CIMIENTO PERMEABLE POCO POTENTE



d) CIMIENTO PERMEABLE DE GRAN POTENCIA

Fig. 9.13 Posición de la línea de corriente superior (línea de saturación) en diversos casos de dique homogéneo.

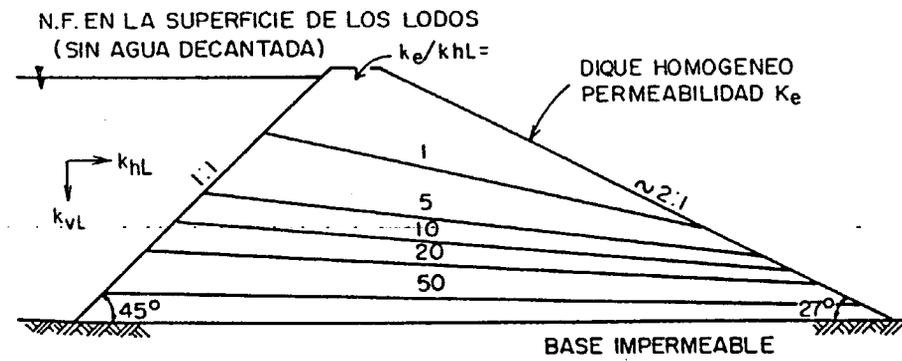
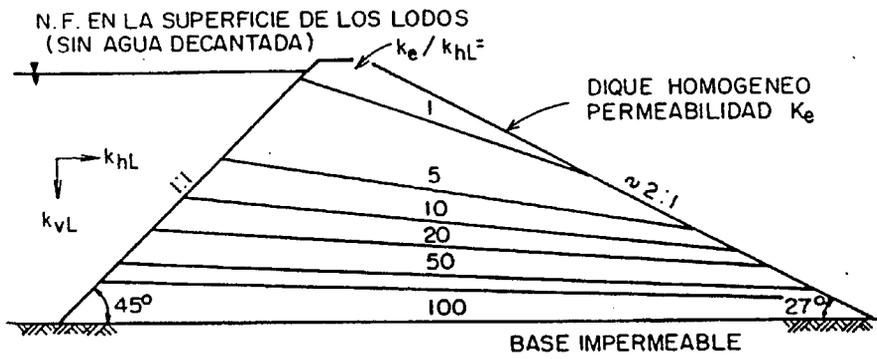
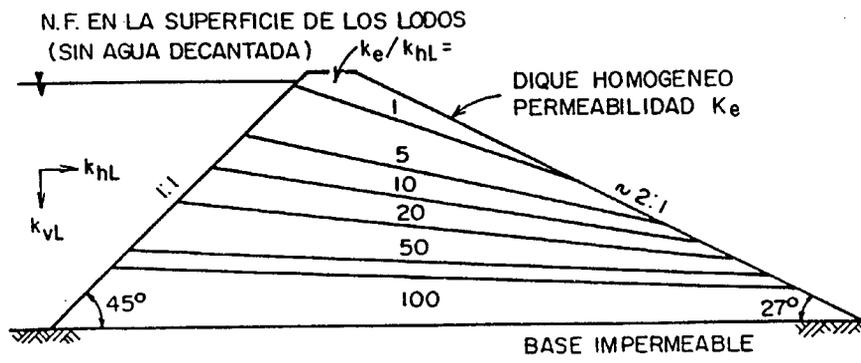


Fig. 9.14 Posición de la línea de corriente superior en diques anisótropos adosados a lodos sin agua sobrenadante, sobre cemento impermeable (de la ref. [23]).

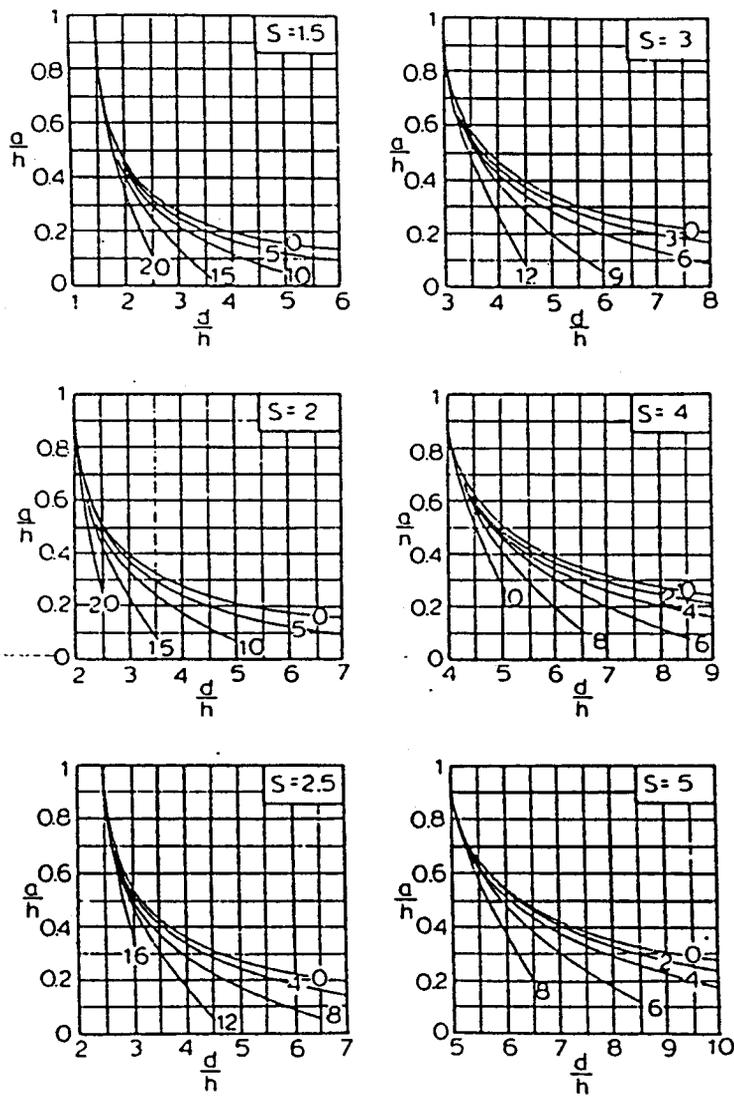
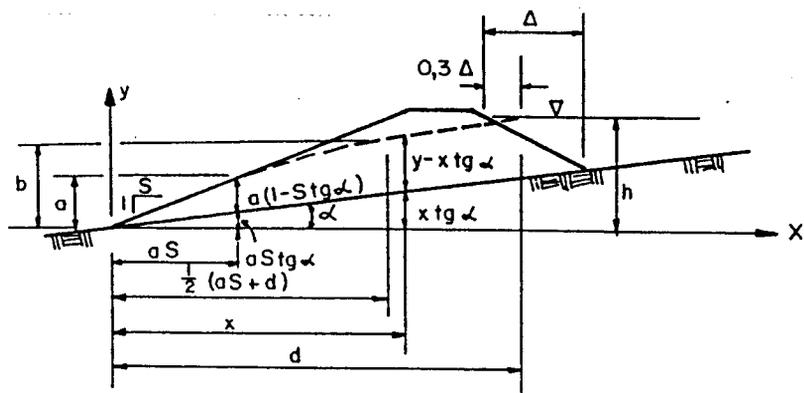


Fig. 9.15 Abacos para determinar el punto de surgencia de las filtraciones en diques sobre cimiento inclinado (ref. [54]).

### 9.2.2. Diques construidos hacia aguas arriba

La línea de saturación puede aproximarse peligrosamente al paramento exterior y aflorar en las zonas de contacto entre recrecimientos sucesivos. En algunos casos existe también el peligro de formación de una costra helada contra la cual puede establecerse un régimen hidrostático y cuya fusión puede dar lugar a un flujo superficial.

El análisis teórico se complica por la heterogeneidad en la formación de los sucesivos diques y la anisotropía de permeabilidad de los residuos gruesos (playas) acumulados contra los mismos.

Los casos más típicos son los indicados en la fig. 9.16 según que exista una graduación progresiva de permeabilidad de los lodos al dique o que éste último esté constituido por materiales relativamente impermeables. En el caso de cimientado impermeable, que es el considerado en la figura, las condiciones son lógicamente más críticas que cuando es posible la filtración hacia el cimientado, por lo que este tipo constructivo es claramente desaconsejable si no se garantiza un buen drenaje del agua antes de que ésta alcance el dique.

Para el análisis teórico suele dividirse la zona del dique en tres bloques de fronteras sensiblemente paralelas al paramento exterior y con distinta permeabilidad, eventualmente incluyendo en cada uno  $k_v \neq k_h$ . El primer bloque engloba los sucesivos diques, el segundo la transición arenosa y el tercero los lodos y el agua decantada.

La red de filtración suele establecerse con ayuda de programas de relajación, diferencias finitas, etc. (fig. 9.17). Un método aproximado, tomado de la ref. [24] se expone a continuación.

En general puede desprejiciarse el efecto del espaldón exterior, normalmente de pequeño espesor y suponer en el resto una disminución progresiva de la permeabilidad según leyes del tipo.

$$k(x) = k_0 e^{-ax}$$

donde el parámetro  $a$  se obtiene a partir de las permeabilidades medidas o estimadas (ver Ap. 4.4.5) en dos puntos a distancia  $d$ , es decir

$$a = \frac{\log \frac{k_1}{k_2}}{d \log e}$$

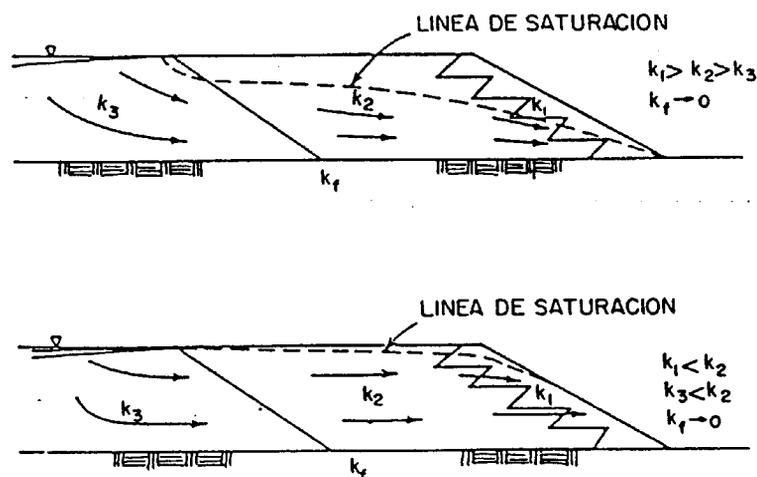


Fig. 9.16 Posición de la línea de saturación en diques construidos hacia aguas arriba.

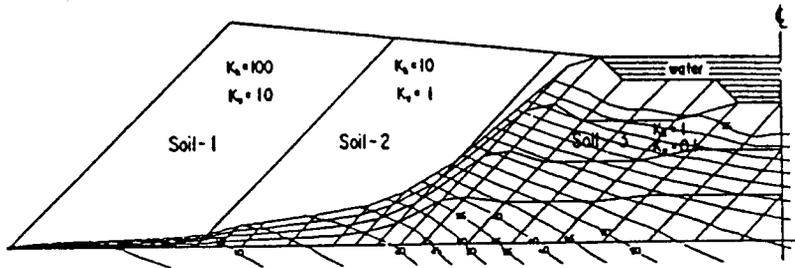


Fig. 9.17 Malla de elementos finitos utilizada para el estudio de filtraciones (ref. [4]).

Adoptando como valor máximo de la permeabilidad  $k_0$  el de los estériles adyacentes al dique, el caudal filtrado puede estimarse por

$$q = \frac{k_0}{2a} \left[ 1 - e^{ad} \pm \sqrt{(e^{ad} - 1)^2 + 2a^2 H^2} \right]$$

siendo

H: altura de la balsa.

d: distancia horizontal desde el pie del dique o el elemento filtrante hasta el agua sobrenadante (fig. 9.18).

La ecuación de la línea de saturación es

$$y^2(x) = \frac{2q}{ak_0} \left( e^{ax} + \frac{aq}{2k_0} - 1 \right)$$

con la notación de la fig. 9.18

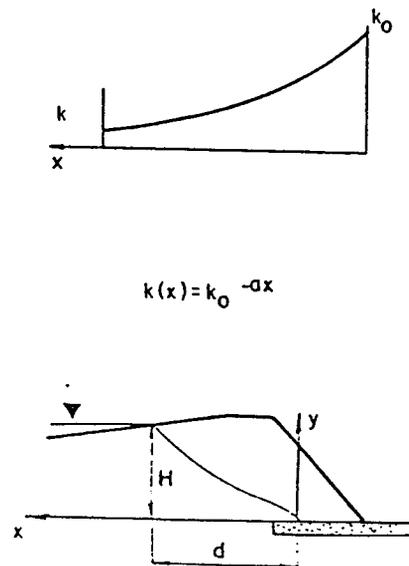
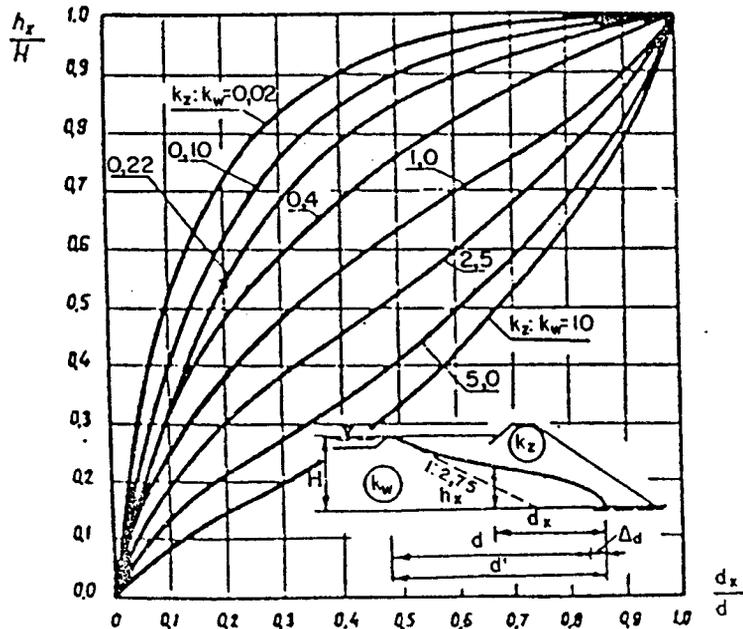


Fig. 9.18 Desarrollo de la línea de saturación en diques con variación progresiva de permeabilidad (refs. [24] y [82]).

### 9.2.3. Diques con tapiz de baja permeabilidad aguas arriba

La línea de corriente superior, o línea de saturación queda tanto más deprimida cuanto mayor es la permeabilidad del dique y su cimiento y menor la del tapiz, produciéndose una discontinuidad en el trasdós de éste, con una zona de flujo vertical no saturado (fig. 9.19).

La situación peor se produce cuando se acumuló agua contra el tapiz (fig. 9.20) ya que si éste queda recubierto por un espesor apreciable de lodos, las filtraciones llegan a ser insignificantes, situación que debe procurarse con una adecuada disposición de los puntos de vertido (ver Ap. 6.3).

Para que se produzcan las condiciones de la fig. 9.20 es necesario que  $k_{\text{dique}} > 50 k_{\text{tapiz}}$  y que la parte superior de la zona saturada quede a más de  $5d$  de la superficie de la balsa, siendo  $d$  la altura de agua libre. Esto equivale a no superar una altura de agua

$$d_{\text{máx}} = 0,20 (H - h_0)$$

$$\text{con } h_0^2 = \frac{16,64 b}{\text{sen } \alpha} (H - h_0)$$

y la notación de la fig. 9.20.

El caudal resultante puede deducirse de la fig. 9.21.

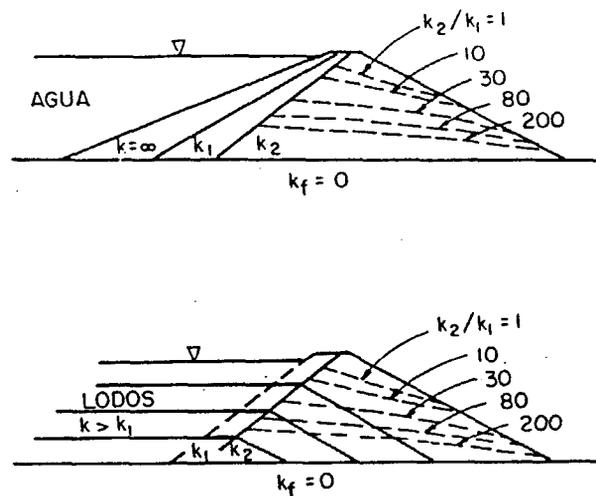


Fig. 9.19 Diques con tapiz de baja permeabilidad aguas arriba.

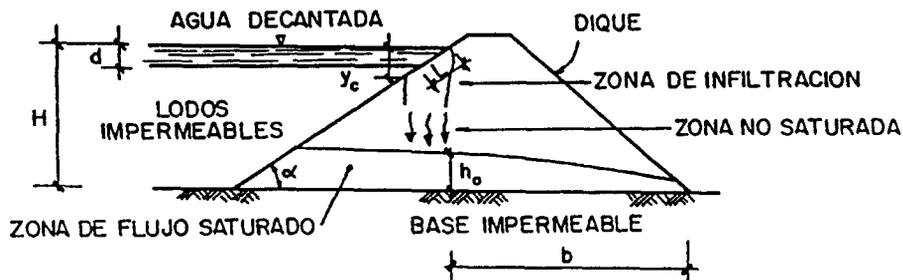


Fig. 9.20 Filtración vertical del agua decantada.

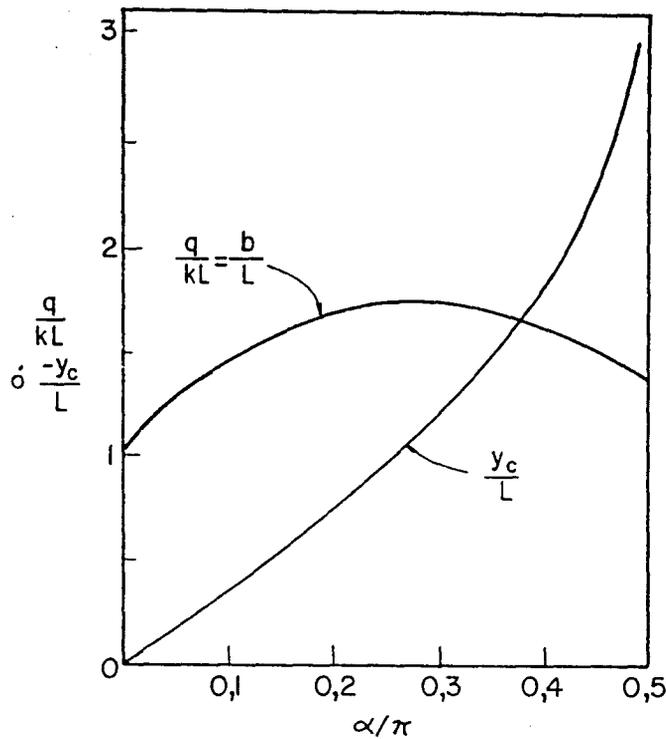


Fig. 9.21 Solución al problema de filtración vertical (ref. [58]).

De no cumplirse las condiciones mencionadas se establece un flujo saturado equivalente al que se da en diques homogéneos debiendo aplicarse por tanto lo expuesto en los apartados anteriores.

El efecto de la permeabilidad relativa entre el tapiz y el material del dique puede observarse en la fig. 9.19.

#### 9.2.4. Diques drenados

En la mayor parte de los casos se consiguen mejoras importantes de la estabilidad y condiciones de funcionamiento del dique disponiendo elementos drenantes en el mismo.

Los drenes más frecuentes son los de pie (fig. 9.22a) generalmente prolongados en un manto o tapiz sobre la base de apoyo (fig. 9.22b), pero también se han utilizado drenes inclinados próximos al talud de aguas arriba (fig. 9.22c), drenes chimenea, etc.

En la fig. 9.23 se muestran las redes de corrientes asociadas con alguno de estos drenajes.

Recientemente se han utilizado drenes interiores paralelos al frente del dique, con salida a un dren colector en los extremos del mismo o a través de conductos que descargan a una zanja de pie.

El diseño de estos drenes es delicado, no debiendo dejarse distancias verticales importantes entre ellos que faciliten filtraciones no interceptadas.

En la fig. 9.24 se muestran algunas soluciones típicas.

La dificultad principal de los drenes interiores suele ser el desagüe al exterior, bien en forma de zanja drenante o de conductos transversales al dique, con problemas análogos a los planteados por la salida de las chimeneas de decantación (ver Ap. 9.1.3b).

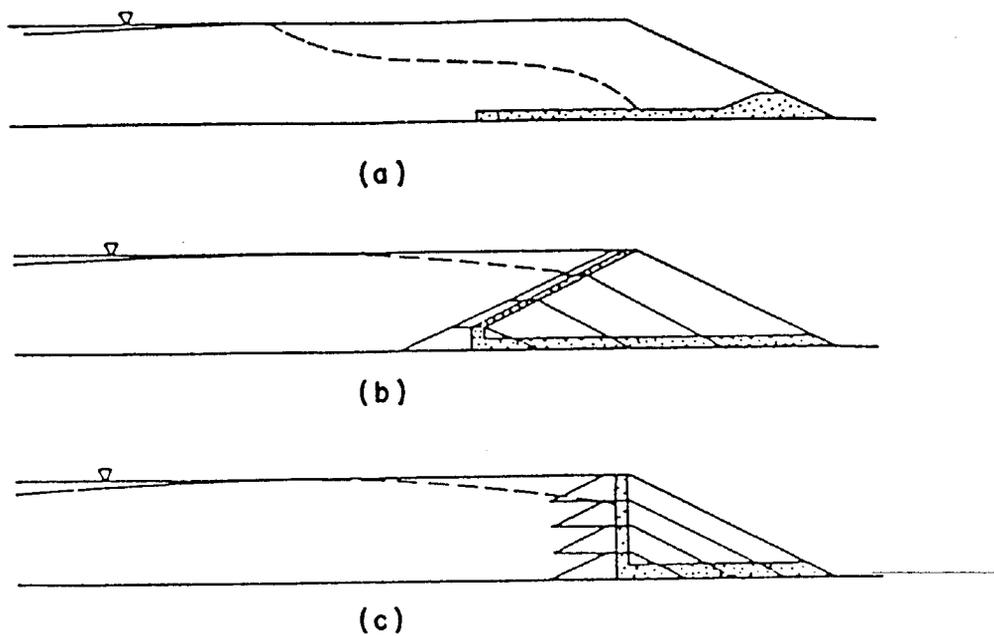


Fig. 9.22 Sistemas de drenaje general de diques.

### 9.3 Erosión interna

Es importante evitar que las filtraciones afloren en el paramento exterior del dique ya que puede iniciarse una erosión regresiva o tubificación («piping»), con arrastre de finos que, penetrando en la masa del dique, puede llegar a conectar con el agua decantada, escapando ésta por el conducto creado y abriendo fácilmente una brecha por la que puede fluir el lodo en forma catastrófica (fig. 9.25).

Este peligro es especialmente grave en balsas construidas por recrecimiento hacia atrás o en diques homogéneos sobre cimiento impermeable cuando el agua se acumula cerca de la coronación.

El empleo de escombros gruesos como materiales formadores de dique o espaldones de refuerzo de bermas arenosas puede entrañar problemas de sifonamiento o erosión interna al no cumplir generalmente condiciones de filtro y ser fácil el escape de finos arrastrados por las filtraciones.

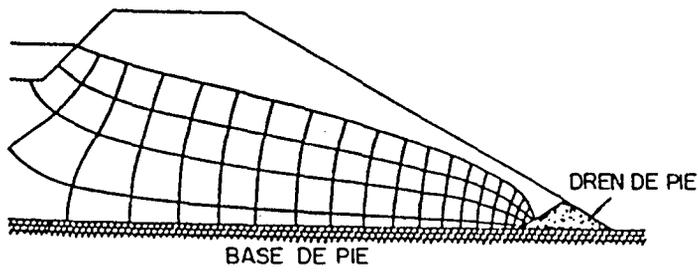
En el caso de diques gruesos, o playas arenosas anchas, el riesgo de sifonamiento es mu-

cho menor debido al pequeño gradiente de la filtración desde el agua sobrenadante. No obstante deben cuidarse especialmente:

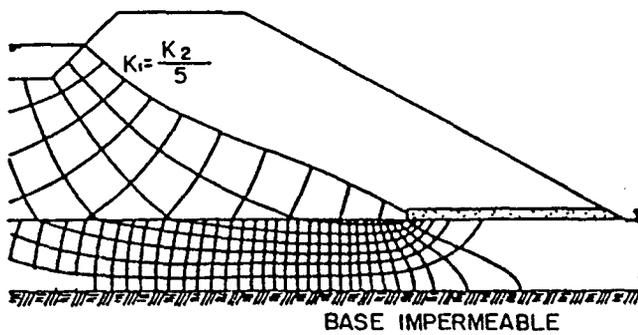
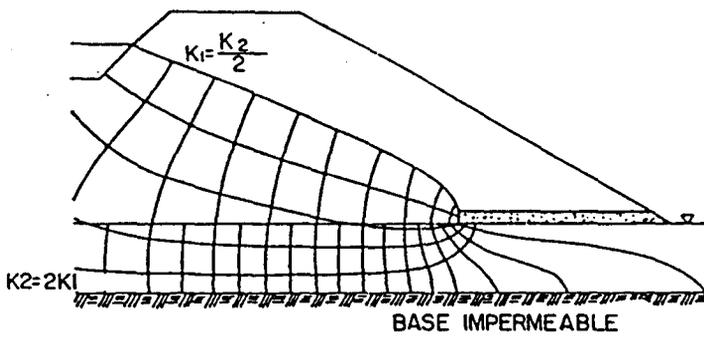
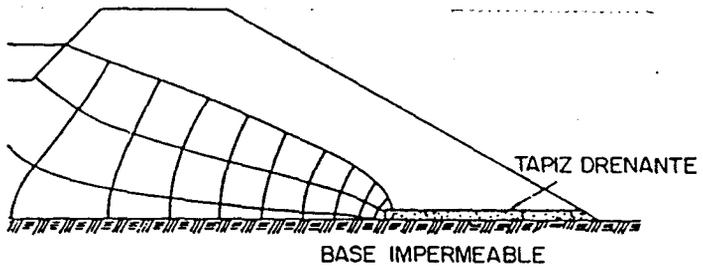
- Los contactos con el cimiento cuando en éste existen diaclasas abiertas, zonas karstificadas, etc.
- El paso de tubos o galerías a través del dique.
- El apoyo sobre suelos sifonables como las arenas finas, limos arenosos, etc., o vetas de gran permeabilidad.
- El diseño de los eventuales filtros del dique.

En el caso de grietas en cimentación éstas deben sellarse adecuadamente con material cohesivo.

Los tubos o galerías a través del dique deben evitarse pero cuando sean imprescindibles deben disponerse en zanjas anchas abiertas en el cimiento de forma que pueda conseguirse una eficaz compactación periférica (fig. 9.26). Si la

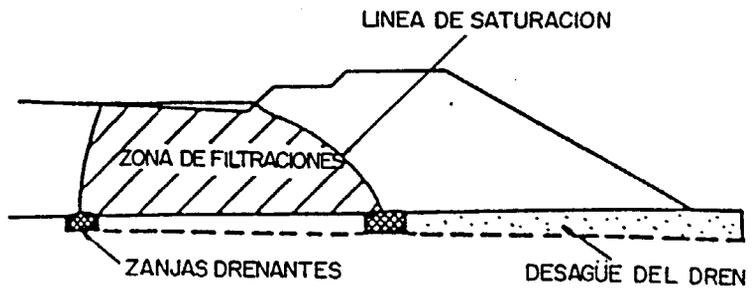


a) DREN DE PIE

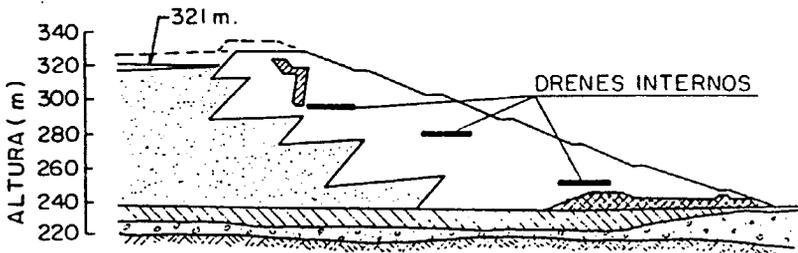


b) TAPIZ O MANTO DRENANTE

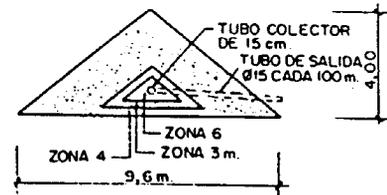
Fig. 9.23 Redes de corriente asociadas con distintos tipos de drenes.



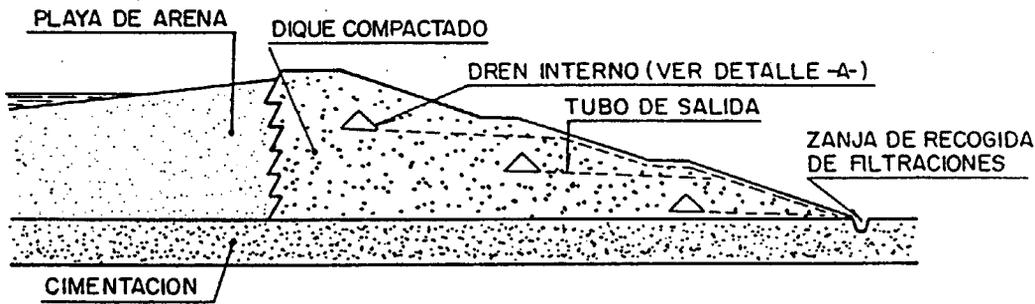
d) ZANJAS DRENANTES INTERNAS



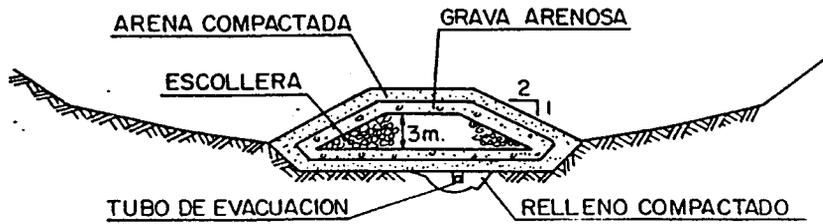
ZONA 4- ARENA MEDIA  
 ZONA 3m- GRAVILLA A ARENA GRUESA  
 ZONA 6- GRAVA GRUESA A GRAVILLA



DETALLE -A-



b) DISPOSICION DE DRENES INTERNOS



c) DREN INTERNO DE LA PRESA PEREZ CALDERA Nº 2

Fig. 9.24 Soluciones diversas de drenaje interno.

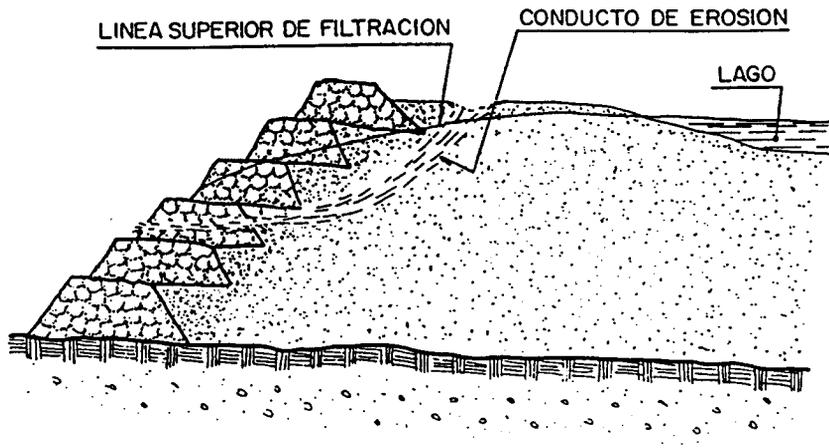


Fig. 9.25 Erosión interna.

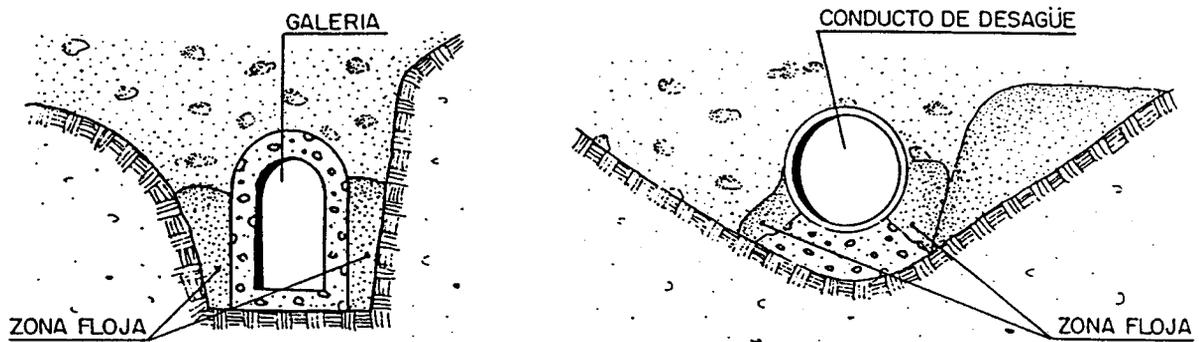


Fig. 9.26 Defectos de compactación en torno a conductos de desagüe.

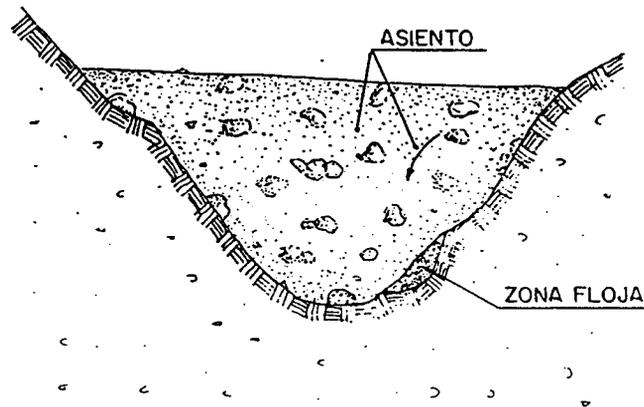


Fig. 9.27 Zona floja en el contacto del dique con el terreno.

instalación se hace en zanja estrecha, ésta deberá rellenarse totalmente de hormigón.

Debe procurarse que el contacto del dique con el terreno sea suave y tienda a apretarse contra éste ya que los picos, escarpes o irregularidades pueden dar lugar a fisuras o despegues por donde se inicie la erosión interna (fig. 9.27).

Lógicamente los riesgos de sifonamiento son menores cuando se compacta el material del dique, se colocan núcleos o pantallas, etc.

La disposición de filtros en el dique es importante frente a fenómenos de erosión interna, debiendo colocarse

— en el contorno de los drenes de pie, tapiques drenantes, etc.

— en el contacto entre capas de diferente granulometría para que no exista migración de finos hacia los huecos de las capas gruesas.

La granulometría del filtro debe ser tal que cumpla las condiciones siguientes

$$5 D_{15}^F < D_{15}^G < 5 D_{85}^F$$

siendo:

$D_{15}^F$  = diámetro que deja pasar el 15 por ciento del material, en la capa de partículas más pequeñas.

$D_{85}^F$  = idem el 85 por ciento.

$D_{15}^G$  = idem el 15 por ciento de la capa de partículas más gruesas.

Aunque pueden utilizarse filtros de varias capas, es suficiente con una sola capa correctamente dimensionada. El propio filtro debe estar bien graduado, es decir

$$D_{60}^F / D_{10}^F < 50$$

y no ser autosifonable, lo cual puede conseguirse con

$$D_{15}^{FG} < 5 D_{85}^{FF}$$

siendo  $D_{15}^{FG}$  y  $D_{85}^{FF}$  las partes gruesa y fina del filtro al separar la granulometría en dos fracciones por un tamiz cualquiera (fig. 9.28).

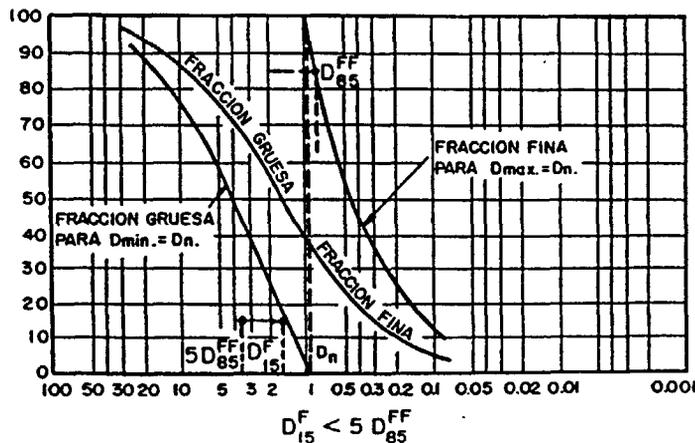


Fig. 9.28 Condición de Sherard (1979) para evitar el autosifonamiento de una capa (ref. [60]).

## 9.4 Extracción forzada del agua

Cuando los lodos son muy finos el agua queda adsorbida en las partículas por fuerzas electroquímicas por lo que la decantación natural producida es muy escasa. Ello da lugar a una mayor ocupación del volumen disponible para almacenamiento y, por otro lado, impide el reciclado de agua en el lavadero.

Se han probado muchos métodos de extracción del agua pero ninguno de ellos puede considerarse satisfactorio, sobre todo por razones de coste.

Sin contar la *electròsmosis*, que resulta prohibitiva, se han utilizado en algunos casos:

- La intercalación de capas arenosas drenantes, regando con arena los lodos.
- La inserción de mechas drenantes verticales.
- El paso por espesadores de lodos, antes del vertido a la balsa.

Es importante señalar que los problemas se reducen cuando se consigue forzar la evaporación natural ubicando la balsa en una zona con buena circulación de aire o viento.

Una solución relativamente eficaz en algunos tipos de lodos es forzar la eliminación del sobrenadante abriendo surcos o zanjas en la superficie de la balsa, con salida natural por gravedad.

Estas zanjas deben hacerse con maquinaria capaz de desplazarse sobre los lodos semilíquidos o sobre las incipientes cotas de desecación, por lo que se trata de dragalinas anfibas, pequeñas dragas de rosario o vehículos especiales. También se han utilizado equipos sobre orugas desplazándose sobre placas de reparto.

## 9.5 Infiltración desde la balsa

Ya se ha indicado la conveniencia de verter los lodos sobre terreno impermeable. Las terrazas gruesas, las zonas karstificadas, etc., son claramente desaconsejables.

En ciertos casos puede tolerarse el vertido en zonas algo permeables confiando en el «sellado» producido por los propios lodos y siempre que no exista riesgo de erosión interna o arrastres subterráneos.

En estos casos tiene interés evaluar las pérdidas por infiltración con vistas a establecer el balance general de agua, tal como se indica en el Ap. 5.2.

El problema es sobre todo importante en el caso de estériles tóxicos o radioactivos cuya infiltración puede plantear problemas de contaminación. Este aspecto se trata en el Apéndice n.º 2.

A veces las filtraciones pueden concentrarse por la cimentación permeable del dique debiendo comprobarse en tales casos si los gradientes de salida pueden dar lugar a condiciones de *sifonamiento* ( $i = 1$ ). Esta situación, sin embargo, suele darse rara vez ya que la filtración a través de los propios lodos reduce notablemente los gradientes. El peligro puede existir en fases iniciales en que se acumule agua clara sobre el cimientado permeable en las proximidades de diques relativamente estrechos. En estos casos la mejor solución es recargar con grava filtrante o escombros granulares una banda de terreno por delante del pie del dique o sellar superficialmente el cimientado con materiales impermeables (fig. 9.29.).

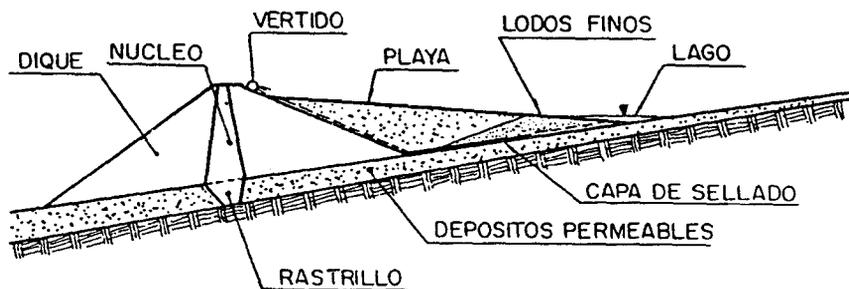


Fig. 9.29 Sellado y cierre del cimientado frente a filtraciones.

## 10. ESTABILIDAD DE LAS PRESAS MINERAS

### 10.1 Introducción

El diseño correcto de un depósito de estériles supone un proceso cuyas fases principales son:

- Evaluación y selección de los materiales disponibles para formación del dique exterior.
- Establecimiento de la sección del dique y del proceso constructivo más adecuado, teniendo en cuenta las condiciones de la explotación.
- Determinación de la seguridad del dique frente a una eventual rotura en sus distintas fases de desarrollo, incluido el abandono final.

En algunos casos las comprobaciones de estabilidad se efectúan sobre balsas ya en servicio o con problemas, con el fin de adoptar las oportunas medidas correctoras.

A lo largo de la vida de una balsa pueden presentarse multitud de situaciones que difieran en forma más o menos apreciable de las hipótesis de proyecto, como pueden ser:

- Variaciones en el circuito de agua del lavadero, dando lugar a diferentes concentraciones de sólidos en los lodos.
- Cambios en los procesos de trituración y molienda que afecten a la granulometría de los residuos o a la disponibilidad de arena formadora de dique.
- Incremento del ritmo de explotación produciendo una mayor velocidad de recirculación de la balsa.
- Problemas en el ciclonado como un aumento en el contenido de arcilla en el mineral o en la capacidad separadora de los ciclones.
- Paradas en el lavadero asociadas con lluvias que produzcan una acumulación líquida en la superficie de la balsa, etc.

Ello aconseja la adopción de hipótesis suficientemente seguras respecto a posibles eventualidades.

### 10.2 Selección de materiales para la formación del dique

La calidad de los materiales formadores de dique es fundamental para conseguir un diseño seguro y económico, pero ello no implica que con un diseño apropiado no puedan utilizarse materiales marginales o de baja calidad. En otros casos sin embargo el necesario rebajamiento de los taludes puede llevar a ocupaciones de espacio prohibitivas para algunas explotaciones.

En general pueden considerarse los siguientes grupos de materiales:

- a) Los separados por clasificación o ciclonado de los propios estériles llevados a balsa. Entran en la categoría de las arenas, con elevada resistencia por rozamiento interno y permeabilidad media a alta.
- b) Los estériles gruesos, procedentes de cortas, galerías subterráneas, desechos de machaqueo, etc. Suelen ser materiales angulosos, mal clasificados, de elevada resistencia y gran permeabilidad.
- c) Las monteras terrosas de naturaleza variable entre arenas y arcillas y con las propiedades correspondientes a la fracción predominante. Eventualmente pueden resultar inadecuadas por su contenido en materia orgánica.
- d) Los materiales de aportación, seleccionados en función de sus propiedades a partir de los préstamos o yacimientos disponibles en las proximidades de la balsa.

La elección entre uno u otro tipo de material debe hacerse por un proceso de optimización entre la disponibilidad y coste de los mismos y las necesidades del dique. Las alternativas pueden ser más limitadas cuando se planteen problemas de espacio en planta, riesgos sísmicos, etc.

En el caso de diques homogéneos el principal condicionante puede ser la impermeabilidad, extremo que deberá comprobarse según se indica en el Ap. 9.2.

El empleo de escombros o estériles gruesos, muy favorables desde el punto de vista de la resistencia obliga necesariamente a interponer espaldones o núcleos de material más impermeable, generalmente intercalando capas filtro.

Para el dimensionado de estos diques mixtos pueden servir de orientación los diseños utilizados en presas de embalse pero éstos pueden resultar excesivamente conservadores habida cuenta de las diferencias entre el agua y los lodos.

Para el diseño es necesario conocer las *propiedades geotécnicas* de los materiales utilizables y en particular:

- el peso específico aparente
- los parámetros de resistencia al corte.

Estas magnitudes deben establecerse para la compacidad de puesta en obra que puede variar desde el simple vertido hasta una enérgica compactación.

Cuando se trate de explotaciones en marcha o materiales de préstamo, el peso específico aparente (o en su caso el peso específico seco o saturado) puede determinarse a partir del ensayo Proctor normal (norma NLT 107/58) adoptando como valores de proyecto

el 75-80 % de la  $\gamma_{PN}$  para materiales vertidos  
el 95-100 % de la  $\gamma_{PN}$  para materiales compactados

debiendo comprobarse en la puesta en obra los valores realmente alcanzados.

La *resistencia al corte* podrá determinarse mediante ensayos de corte directo o, más raramente, triaxiales. El tamaño del bastidor de corte o el diámetro de la célula triaxial deberá ser como mínimo 5 veces superior al de los elementos más gruesos del material.

Salvo en el caso de las arenas, los estériles gruesos son muy difíciles de ensayar, en razón de su tamaño, por lo que suelen utilizarse estimaciones aproximadas, del tipo que se indica en la tabla 18.1. Normalmente estos materiales presentan una ligera cohesión estructural pero se suele despreciar en los cálculos de estabilidad. Por el contrario, sí puede tenerse en cuenta la cementación de tipo químico desarrollada en algunas costras de estériles de la minería del hierro, oro, etc.

Cuando se trate de materiales finos, de tipo arcilloso, deberá determinarse tanto la resisten-

cia al corte aparente sin drenaje, mediante ensayos de compresión simple ( $c_v = q_v/2, \phi = 0$ ), como los parámetros efectivos ( $c', \phi'$ ) en ensayos triaxiales tipo CU o CD. Aunque de resultado más problemático, también podrán utilizarse ensayos de corte directo lento, realizados por laboratorios de reconocida solvencia.

En estudios rigurosos debería tenerse en cuenta la variabilidad de resistencia en distintas zonas del dique, tanto por la forma de deposición como por la consolidación progresiva bajo cargas sucesivas.

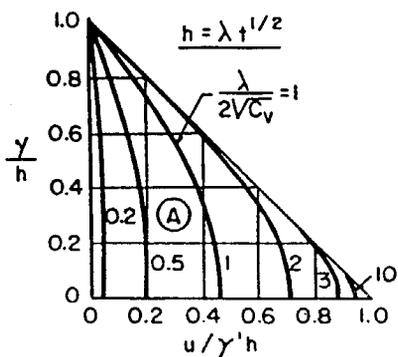
Cuando la superficie de rotura puede desarrollarse a través de lodos finos pueden existir en éstos importantes variaciones de resistencia en función de la *velocidad de ascenso* de la balsa, ya que si la velocidad es grande las sucesivas cargas dan lugar a un incremento de presiones intersticiales en la masa de lodos, con la consiguiente disminución de resistencia al corte, mientras que si el recrecimiento es suficientemente lento, permitiendo una disipación apreciable de sobrepresiones intersticiales, puede contarse con una resistencia creciente con la profundidad.

El umbral en que se pasa de uno a otro comportamiento es, por supuesto, gradual y depende de la permeabilidad de los lodos y de las facilidades de drenaje. A título de ejemplo, se pueden señalar valores del orden de 1,5-2 m/año para condiciones de seguridad en lodos con un coeficiente de consolidación  $c_v = 634 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/seg. = 200 m<sup>2</sup>/año.

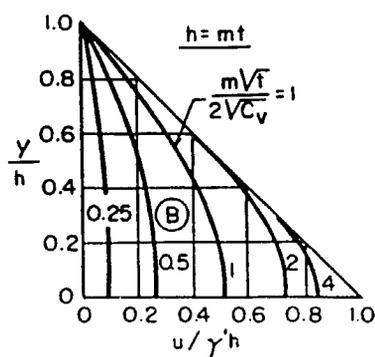
Para estimar el grado de disipación de las presiones intersticiales pueden utilizarse los gráficos de la fig. 10.1 (ref. [48]).

En lodos finos esta disipación es muy lenta y los lodos permanecen largo tiempo en un estado subconsolidado, lo que hace difícil aprovechar para otros usos el terreno ocupado por las balsas.

A partir del perfil de presiones intersticiales puede realizarse el cálculo de estabilidad en tensiones efectivas, según los métodos del apartado 10.3. Para el cálculo en tensiones totales ( $\phi = 0$ ) es necesario deducir la variación de la cohesión aparente  $c_u$  con la profundidad. Ello puede hacerse midiendo la resistencia al corte con un molinete de laboratorio sobre muestras consolidadas a distintos niveles de tensiones. En balsas existentes las medidas pueden hacerse con un penetrómetro estático.



a) CIMIENTO IMPERMEABLE



$h$  = Altura del deposito (m)

$m$  = Velocidad de ascenso

$\lambda$  = Coeficiente de proporcionalidad

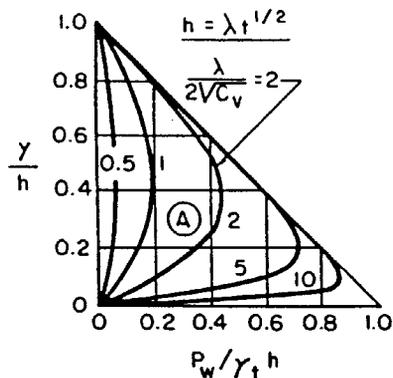
$u$  = Sobrepression intersticial

$C_v$  = Coeficiente de consolidacion ( $m^2/año$ )

$\gamma'$  = Peso especifico del lodo sumergido

$\gamma_t$  = Peso especifico total del lodo

$P_w = u + (h - y)\gamma_w$



b) CIMIENTO PERMEABLE

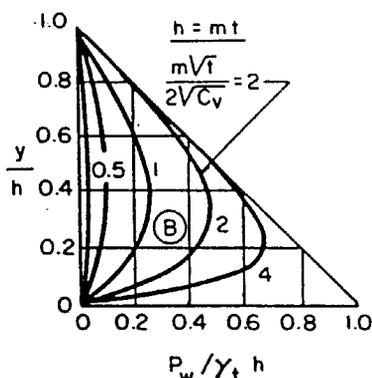


Fig. 10.1 *Isocronas (curvas de igual presión intersticial al cabo de tiempos  $t$ ) en un depósito de lodos que asciende con velocidad decreciente parabólicamente o constante (según ref. [48]).*

La consolidación es más rápida en la zona de lodos próxima a la playa arenosa o a paramentos de dique permeables. En la ref. [68] se expone la obtención de las presiones intersticiales para una velocidad de ascenso constante.

### 10.3 Análisis de estabilidad

#### 10.3.1. Formas de rotura

Aunque ya existen métodos sofisticados, generalmente basados en el método de elementos finitos, que permiten localizar las zonas de un talud con diferentes niveles de seguridad respecto a la rotura o plastificación, la práctica habitual recurre a métodos deterministas que analizan globalmente las condiciones de equilibrio de las masas potencialmente deslizantes que pueden definirse en el talud.

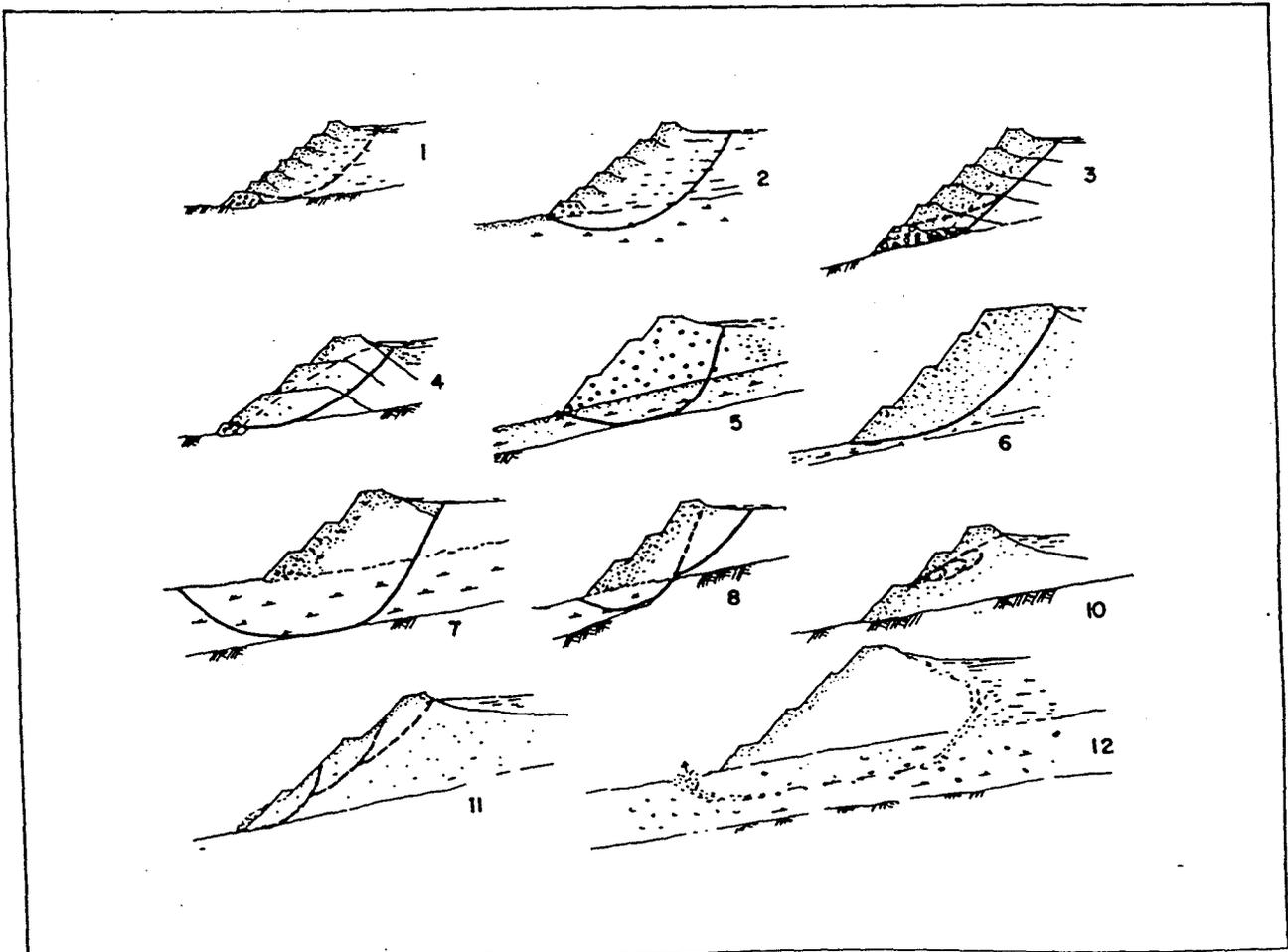
Resulta necesario, por tanto, seleccionar posibles superficies de rotura hasta llegar a aquella de menor coeficiente de seguridad que sería la más crítica para el talud considerado. Esto plantea el problema de la definición geométrica de las superficies de rotura y el de establecer una adecuada ecuación de equilibrio. Ambos problemas están relacionados y puede decirse que la forma de plantear las condiciones de equilibrio depende de la forma supuesta para la superficie de rotura. Esta forma suele establecerse con base en la experiencia de taludes deslizados y las conclusiones de análisis teóricos.

En líneas generales pueden considerarse las situaciones que se resumen en la Tabla 10.1

- En diques granulares homogéneos, bien drenados, el coeficiente de seguridad del talud exterior puede establecerse de forma aproximada por la expresión:

**TABLA 10.1**  
**FORMAS DE ROTURA DE DIQUES DE Balsa**

Tipo de dique	Características del cimientto	Tipo de rotura	
Diques delgados (construcción hacia atrás)	Cimiento firme	1. Circular, pasando por el pie y tras el espaldón granular, a través de los lodos. 2. Circular, atravesando el cimientto.	
	Cimiento flojo		
Diques gruesos sobre cimientto plano	Cimiento firme	Línea de saturación alejada del paramento exterior	3. Deslizamiento superficial plano (ev. según cuñas). 4. Deslizamiento circular de pie.
		Id. próxima al paramento	
	Capa débil en el contacto con el cimientto	L.S. alejada	5. Deslizamiento plano con salida curva al pie. 6. Deslizamiento mixto con tramo recto siguiendo la capa débil. Eventualmente asimilable a un sistema de cuñas. 7. Deslizamiento curvo con desarrollo por el cimientto y salida a cierta distancia del pie del dique.
	L.S. próxima		
Cimiento flojo	En todos los casos	8. Deslizamiento o fisuración según el quiebro.	
Diques gruesos sobre cimientto irregular o heterogéneo	Cimiento quebrado	9. Fisuración por asentamiento diferencial	
	Cimiento con zonas blandas		
	Filtraciones aflorantes	Procedentes de los lodos Surgencias ocluidas	10. Erosión remontante o regresiva.
Diques con fuertes gradientes hidráulicos	Sifonamiento del cimientto a través de capas permeables	Rotura de núcleos, pantallas o tapices	11. Deslizamientos superpuestos.
		12. Erosión interna, con cavidades en la base del dique y escape de los lodos.	



$$F = \frac{\text{tg}\phi'}{\text{tg}\alpha}$$

siendo  $\phi'$  = el ángulo de rozamiento interno del material

$\alpha$  = el ángulo del talud con la horizontal. En taludes escalonados puede tomarse la inclinación media.

La superficie crítica coincide en taludes rectos con el plano exterior o es muy próxima al mismo, por lo que no es necesario tantear otras superficies de rotura.

- Si la línea de saturación se aproxima al talud exterior o aflora al pie del mismo, la masa potencialmente deslizante queda limitada por una superficie aproximadamente circular.

Esta aproximación es también válida en el caso de taludes heterogéneos o cuando la resistencia del material va disminuyendo al alejarse del talud exterior, como es el caso de las balsas construidas por recrecimiento hacia atrás.

- Cuando el dique está apoyado sobre un cimiento inclinado o de resistencia inferior al del material del dique, la rotura puede ser de tipo mixto, con un desarrollo recto en la zona del cimiento.
- También deben estudiarse superficies mixtas cuando el dique lleva un núcleo o espaldón arcilloso para conseguir la estanqueidad.

### 10.3.2. Hipótesis de cálculo y coeficientes de seguridad

Los métodos usuales realizan los cálculos de estabilidad en tensiones efectivas por lo que es necesario conocer las presiones intersticiales en la superficie de rotura. Para ello debe obtenerse previamente la red de filtración correspondiente a la composición previsible del dique, tal como se indica en el Ap. 9.2.

En los casos de lodos muy cohesivos o cuando el cimiento está formado por arcillas blandas saturadas y la velocidad de ascenso de la balsa es suficientemente rápida ( $> 0,5$  m/año o la

que se deduzca de ensayos de consolidación) como para no permitir una disipación casi completa de sobrepresiones intersticiales, debe realizarse también el cálculo en tensiones totales, adoptando como parámetros para los materiales cohesivos

$$c_u = \frac{q_u}{2}$$

$$\phi = 0$$

siendo  $q_u$  la resistencia a compresión simple. En el caso de materiales muy blandos la resistencia al corte  $\tau_u = c_u$  deberá determinarse a través de molinetes, penetrómetros estáticos, etc.

Durante un cierto tiempo y para diques auto-recrecibles se utilizó la hipótesis de considerar el empuje hidrostático de los lodos contra el dique arenoso, definido de forma aproximada como un prisma de caras paralelas al talud (fig. 10.2).

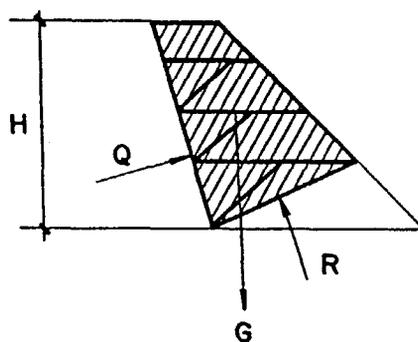


Fig. 10.2.

El uso de este método, excesivamente pesimista en muchos aspectos, no está justificado en el estado actual de la técnica.

Respecto a los coeficientes de seguridad mínimos a adoptar en el proyecto, deberán seguirse las indicaciones de la Tabla 10.2.

**TABLA 10.2**  
**COEFICIENTES DE SEGURIDAD MINIMOS**  
**PARA EL PROYECTO DE DIQUES DE Balsa**

Caso	Nivel de riesgo a personas o propiedades		
	Bajo	Medio	Alto
— Cálculo estático			
Basado en resistencia de pico .	1,3	1,4	1,5
Basado en resistencia residual .	1,2	1,2	1,3
— Cálculo dinámico (T = 100 años) .	1,1	1,1	1,2
— Respecto al deslizamiento horizontal del dique con resistencia nula de los lodos por licuefacción sísmica	1,2	1,2	1,3

Para las balsas de residuos tóxicos o radioactivos el coeficiente de seguridad no será inferior en ningún caso a  $F = 1,5$ . Deberá comprobarse que esta seguridad se mantiene incluso en la fase de abandono.

Para estructuras provisionales y de corta duración (2 ó 3 años), con dique granular y en zonas de baja sismicidad puede admitirse  $F = 1,2$ .

### 10.3.3. Métodos de cálculo de la estabilidad

El método de cálculo a utilizar debe elegirse en función de la forma de rotura previsible y la naturaleza del dique y su cimiento. En general las modalidades de análisis más frecuentes son:

- a) Asimilación a un dique homogéneo y empleo de ábacos adimensionales.
- b) Estudio grafoanalítico del equilibrio de cuñas planas.
- c) Discretización del dique en franjas o rebanadas y aplicación de métodos numéricos.

#### a) Diques homogéneos

Pueden asimilarse a este caso los diques gruesos bien drenados sobre cimiento firme o de resistencia comparable a la del propio dique.

El coeficiente de seguridad se deduce de ábacos como el de la fig. 10.3.

También existen soluciones para el caso de diques delgados con red de filtración casi horizontal y en los que la rotura se realiza a través

de la playa de lodos (fig. 8.1) para la cual se pueden asignar unos parámetros medios de resistencia. En este caso, sin embargo, la simplificación puede ser excesiva.

#### b) Análisis de cuñas

En balsas cuyo cimiento contiene capas blandas deben estudiarse roturas mixtas con un tramo siguiendo las mismas. En la zona del dique y en la salida al pie pueden adoptarse superficies curvas o rectas, aunque en general las diferencias son pequeñas entre ambos casos.

Si se adoptan superficies rectas, la estabilidad puede estudiarse planteando el equilibrio horizontal de fuerzas ya que la forma de rotura más probable es por deslizamiento siguiendo las capas blandas. En la fig. 10.4 se muestra un análisis de este tipo.

#### c) Métodos de rebanadas

Existen numerosos métodos de cálculo de estabilidad basados generalmente en la división del talud en fajas o rebanadas verticales para establecer más fácilmente el equilibrio, bien de fuerzas horizontales o verticales o bien de momentos respecto a un punto o, en algunos casos, ambas condiciones.

Estos métodos son bastante criticables por incumplir alguna de las condiciones de equilibrio, en fuerzas o momentos, no considerar los distintos niveles de movilización de resistencia al corte, presuponer distribuciones de tensiones en la superficie de rotura que difieran de las reales en diversas zonas de la misma, etc. No obs-

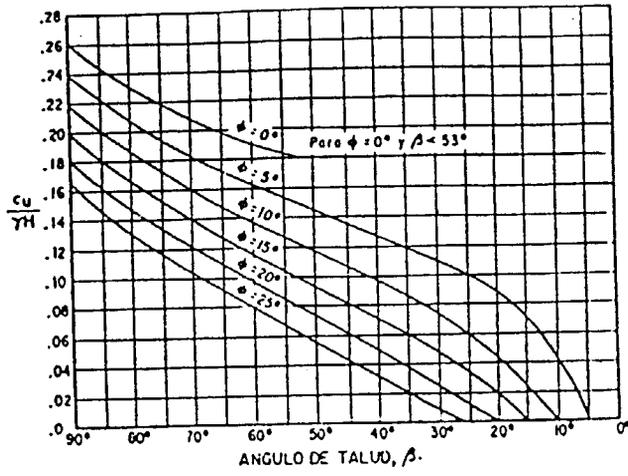


Fig. 10.3. Gráfico de Taylor para determinar los números de estabilidad en materiales con cohesión y fricción.

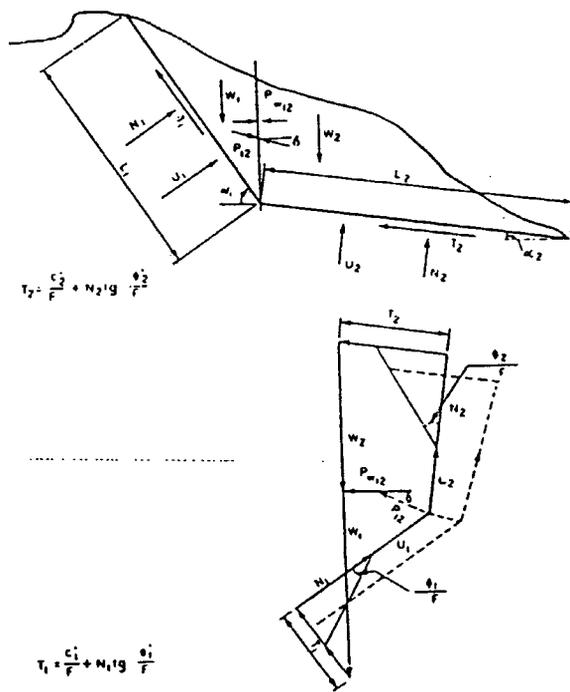


Fig. 10.4 Análisis de estabilidad por el método de las cuñas (ref. [9]).

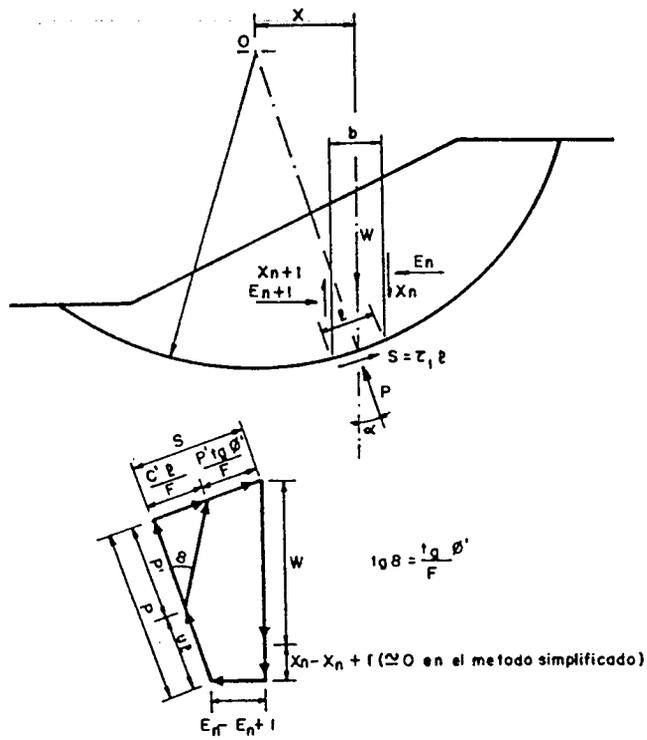


Fig. 10.5 Principio del método de Bishop (1955) para superficies de rotura circulares.

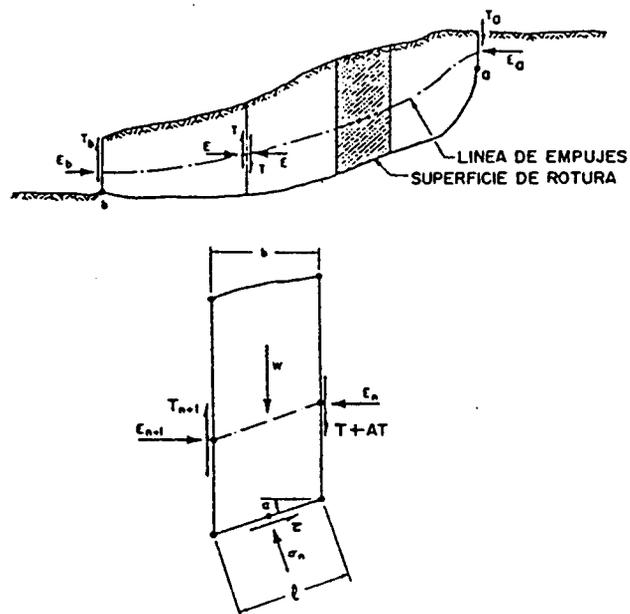


Fig. 10.6 Principio del método de Janbu (1957) para superficies de rotura no circulares.

tante se ha podido comprobar que a pesar de estas deficiencias los resultados finales son aceptables y en general los criterios de seguridad se han establecido definiendo el equilibrio sobre las mismas bases de estos métodos. Por supuesto su fiabilidad no puede ser superior a la de los parámetros de cálculo adoptados.

Dejando aparte el método más antiguo, conocido como método de Fellenius (1936) o método de rebanadas en el que se despreciaban, por considerarlas iguales, las reacciones entre las distintas rebanadas, los métodos más usuales son los de Bishop y Janbu en sus versiones simplificadas y a considerable distancia las versiones rigurosas de los mismos métodos y los de Spencer, Morgenstern-Price, etc. Los estudios de sensibilidad realizados indican que el método de Bishop da una aproximación suficiente en la mayor parte de los casos, lo cual, unido a su sencillez de aplicación justifica su extendido uso. Para el caso de superficies no circulares puede decirse lo mismo del método simplificado de Janbu.

Todos estos métodos están descritos en los tratados de Ingeniería Geotécnica por lo que haremos aquí únicamente un resumen de los más usados<sup>(1)</sup>.

El proceso de cálculo es el siguiente:

- Seleccionar una posible superficie de rotura. Para ello pueden servir las indicaciones del apartado 10.3.1.
- Dividir dicha superficie en un número suficiente de rebanadas verticales (no inferior a 12).
- Obtener para cada rebanada su peso total, considerando para cada estrato su peso específico aparente húmedo o saturado (suelo + agua). Determinar la fuerza hidrostática total en la base de cada rebanada a partir de la red de filtración (ver Ap. 9.2.).
- Establecer la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales para cada rebanada. En este paso es necesario hacer algunas hipótesis simplificadoras respecto a la magnitud y dirección de las fuerzas so-

bre las cargas verticales de la rebanada y sobre la resistencia tangencial movilizada en la base de la misma, difiriendo en estas hipótesis los distintos métodos.

#### — Método simplificado de Bishop

Este método (fig. 10.5) desprecia las fuerzas tangenciales entre rebanadas considerando únicamente fuerzas normales horizontales. La fuerza normal en la base de cada rebanada se obtiene como suma de las fuerzas verticales. Suponiendo que la resistencia obedece al criterio de Mohr-Coulomb y estableciendo el equilibrio de momentos respecto al centro de la superficie circular considerada resulta como expresión del coeficiente de seguridad:

$$F = \frac{1}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \sum \left[ [cb + \operatorname{tg} \phi (W - ub)] \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\operatorname{tg} \phi / \operatorname{tg} \alpha}{F}} \right]$$

Como se ve se trata de una expresión implícita en F por lo que su resolución implica un método de aproximaciones sucesivas. No obstante la convergencia es muy rápida introduciendo un valor relativamente alto de F (por ejemplo de 1,5 a 2).

#### — Método simplificado de Janbu

En este método se consideran superficies no circulares (fig. 10.6), y se establece el equilibrio general de fuerzas horizontales, así como el equilibrio vertical de cada rebanada, llegando a la expresión final

$$F = \frac{\sum \frac{cb + (W + \Delta T - ub) \operatorname{tg} \phi}{\cos^2 \alpha (1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi}{F})}}{E_a + \sum (W + \Delta T) \operatorname{tg} \alpha}$$

Los coeficientes de seguridad obtenidos por estos métodos corresponden únicamente a la superficie de rotura considerada por lo que deberán probarse otras muchas hasta estar seguros de haber encontrado aquella de coeficiente de seguridad mínimo o un entorno razonable de la misma.

El proceso resulta bastante laborioso por lo que conviene recurrir a cualquiera de los numerosos programas de ordenador existentes.

<sup>(1)</sup> Existen programas de ordenador disponibles en la División de Geotecnia del IGME.

#### 10.4 Estabilidad frente a efectos sísmicos y dinámicos

Los problemas de *licuefacción* han sido excepcionalmente graves en la minería chilena del cobre, donde tradicionalmente las balsas se construían hacia aguas arriba sin especiales medidas antisísmicas. En 1928 la rotura de la balsa de Barahona produjo la muerte de 54 personas y el escape de cuatro millones de toneladas de lodos; en 1965, como consecuencia de un terremoto de grado 7 (R), al norte de Santiago, fallaron numerosas balsas chilenas y en especial la de El Cobre, destruyendo el pueblo del mismo nombre y pereciendo unas 200 personas bajo los dos millones de toneladas de lodo que fluyeron valle abajo (ref. [41]). Algunas roturas presentaban formas aterrazadas, probablemente condicionadas por costras desecadas en interrupciones temporales del proceso de vertido.

También se han dado fenómenos de licuefacción en residuos de carbón saturados, por la baja densidad del material.

En 1978 se rompieron dos diques de contención de lodos en la península de Izu (Japón), con

un terremoto de grado  $M = 7$  que dio lugar a aceleraciones de 0,25 g. Escaparon hasta el mar, con un recorrido de unos 30 km, 80.000 m<sup>3</sup> de lodos de la minería del oro contaminados con cianuro sódico. Los diques eran del tipo hacia atrás y los lodos tenían una densidad relativa muy baja ( $< 40$  por 100).

En zonas con riesgo sísmico elevado ( $> VIII$ ), según la vigente norma PGS (ver fig. 10.7), deberá estudiarse la estabilidad dinámica de los diques de balsa, así como en aquellas zonas de sismicidad media (VI a VIII) donde puedan producirse daños humanos o materiales importantes.

En estas zonas debe evitarse la implantación de balsas sobre terrenos arenosos flojos susceptibles de entrar en licuefacción bajo las acciones dinámicas. Se consideran peligrosos los suelos que dan resistencias a la penetración estándar inferiores a las marcadas en la fig. 10.10.

Para la formación de diques se elegirán materiales poco susceptibles a la fisuración o licuefacción bajo acciones dinámicas, como arcillas compactadas, mantos de escollera sobre núcleos arcillosos, etc.

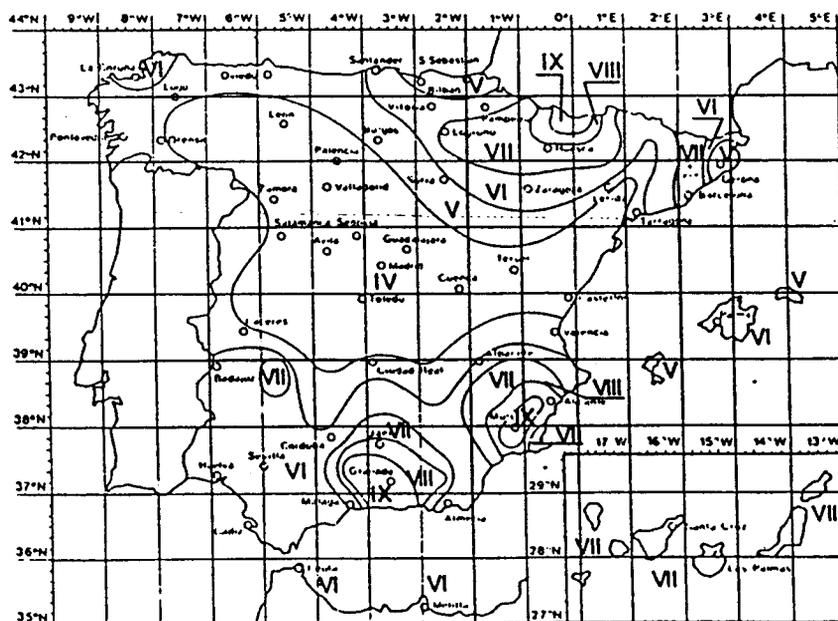


Fig. 10.7 Zonificación sísmica de España.

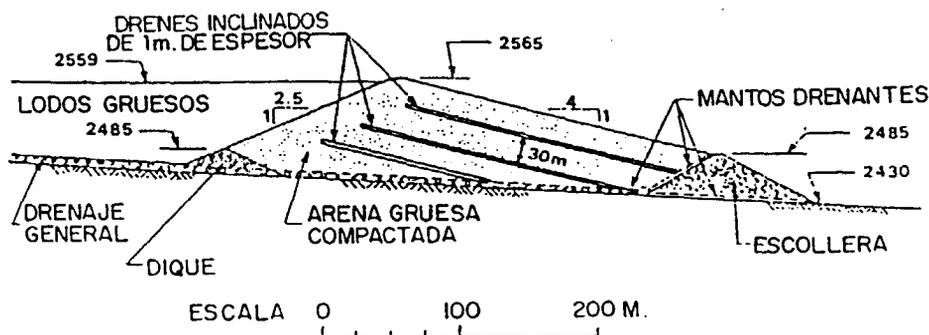


Fig. 10.8 Diseño antisísmico adoptado en Chile para la presa Pérez Caldera n.º 2 (ref. [20]).

Se evitarán los suelos arenosos y arenolimosos mal graduados, como los que se obtienen por ciclonado, siendo preferibles los lodos decantados por vertido, con más de un 20 por 100 de finos (< tamiz n.º 200).

En general no es recomendable la construcción hacia atrás en zonas de alta sismicidad, si bien existe bastante evidencia de que diques con taludes razonables (< 1,5 [H]: 1 [V]) han sido capaces de soportar sin daños aceleraciones de 0,15 g.

Es conveniente aumentar tanto el resguardo como la coronación del dique para evitar reboses de olas de origen sísmico.

Puede mejorarse la estabilidad compactando el dique y asegurando un buen drenaje de forma que se eviten sobrepresiones intersticiales dinámicas (fig. 10.8).

El cálculo dinámico de los diques puede hacerse por los métodos usuales para presas de tierra, en particular los siguientes:

#### 10.4.1. Métodos pseudoestáticos

Pueden utilizarse sólo en zonas de riesgo sísmico moderado, ya que suponen una simplificación excesiva del comportamiento dinámico, no permitiendo considerar las sobrepresiones intersticiales provocadas por las acciones cíclicas.

Se basan en la aplicación de la aceleración sísmica  $a$  a la potencial masa deslizante, o sea una componente horizontal de valor  $\alpha W$ , siendo:

$$\alpha = \text{relación } a/g$$

$$W = \text{peso}$$

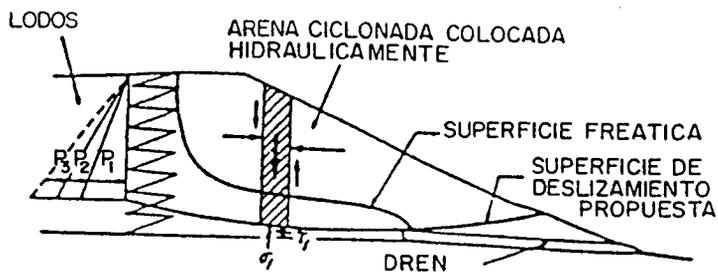
realizando con el conjunto de acciones un cálculo estático como los descritos en el Ap. 10.3.

Cuando se trate de diques formados por estériles flojos, de baja permeabilidad y saturados, debe hacerse una comprobación de estabilidad en tensiones totales (equivalente a una carga rápida, sin drenaje).

Dentro de sus limitaciones el método pseudoestático admite algunas mejoras, como:

- El cálculo en tensiones efectivas con las sobrepresiones intersticiales deducidas de ensayos de corte con cargas cíclicas correspondientes a la magnitud y duración de las acciones sísmicas.
- La introducción de las presiones intersticiales deducidas de suponer que los lodos almacenados, fluidificados por el terremoto, generan un impacto hidrodinámico contra el dique.

En la ref. [61] se propone un método de cálculo de estabilidad teniendo en cuenta de forma simplificada las propiedades dinámicas de



- $P_1$  : EMPUJE HIDROSTATICO
- $P_2$  : EMPUJE EN REPOSO DE LOS LODOS SUMERGIDOS
- $P_3$  : INCREMENTO DE EMPUJE POR LA LICUEFACCION DE LOS LODOS

Fig. 10.9 Hipótesis para el cálculo dinámico de estabilidad de una balsa (ref. [61]).

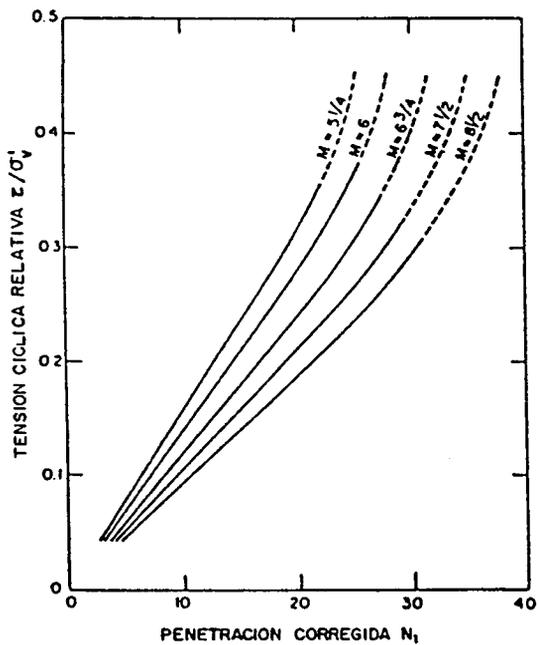


Fig. 10.10 Gráfico para estimar el potencial de licuefacción con diferentes terremotos.

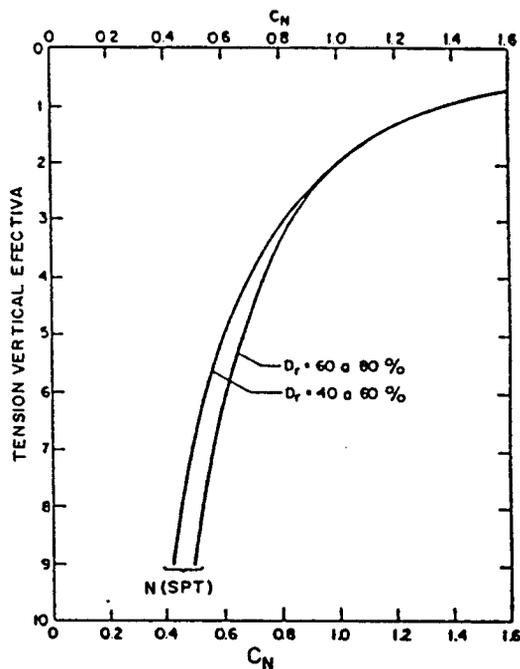


Fig. 10.11 Curvas recomendadas para hallar  $C_N$ .

los materiales del dique y las presiones de licuefacción de los lodos, según esquemas como el de la figura 10.9.

#### 10.4.2. Métodos dinámicos

Suelen revestir una gran complejidad y exigen la colaboración de especialistas y sofisticados programas de cálculo, generalmente por el método de los elementos finitos.

Para este tipo de cálculos se requiere determinar la respuesta del cimiento de la balsa, en aceleraciones o desplazamientos, a las acciones sísmicas estadísticamente más probables en el emplazamiento elegido y su propagación a través del dique. Debe establecerse también el comportamiento dinámico de los materiales formadores del dique, por ejemplo mediante ensayos triaxiales con carga cíclica. Los análisis deben hacerse considerando diversas alturas de balsa, posiciones de la línea de saturación y aceleraciones posibles en el cimiento.

El cálculo final superpone la información anterior y permite detectar las zonas de posible licuefacción o las expuestas a grandes deformaciones, a través de las cuales puede desarrollarse una superficie de deslizamiento.

Para determinar la seguridad frente a la licuefacción se utiliza frecuentemente como parámetro la *densidad relativa*  $D_r$ <sup>(1)</sup>.

El valor de  $D_r$  crece con la profundidad, es decir con la presión efectiva vertical  $\sigma'_v$ .

En balsas existentes se puede estimar el valor de  $D_r$  a partir de ensayos de penetración, mediante correlaciones del tipo

$$D_r = 210 \left( \frac{N}{10\sigma'_v + 70} \right)^{0,5} \quad (\%)$$

siendo  $N$  el número de golpes en el ensayo estándar (S.P.T.) y expresando  $\sigma'_v$  en  $t/m^2$ .

Este tipo de correlaciones adolecen, sin embargo, de bastante imprecisión, siendo preferible determinar  $D_r$  a partir de muestras inalteradas.

Como criterio para establecer el riesgo de licuefacción se propone el de la fig. 10.10, donde  $N_1$  es un valor corregido de la penetración estándar  $N$ :

<sup>(1)</sup> Ver Nota en pág. 34

$$N_1 = C_N \times N \text{ para arenas}$$

$$N_1 = C_N \times N + 7,5 \text{ para limos } (D_{50} < 0,15 \text{ mm.})$$

con el factor  $C_N$  dado en la fig. 10.11. y la tensión cíclica relativa

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} \approx 0,65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \cdot r_d$$

siendo  $a_{\max}$  la máxima aceleración en la superficie de los lodos debida al terremoto de grado  $M$  esperable en la zona.

$\sigma_0$  y  $\sigma'_0$  tensiones total y efectiva respectivamente en la capa considerada.

$r_d$  factor de reducción de valor 1 en superficie y 0,9 a unos 10 m de profundidad.

Si  $\tau/\sigma'_0$  cae por encima de la curva  $M$  correspondiente en la fig. 10.10, existe riesgo de licuefacción.

Otro posible criterio establece que un depósito arenoso puede sufrir licuefacción si su resistencia a la penetración estándar es menor que

$$N_{\text{crit}} = \bar{N} [1 + 0,125 (d_s - 3) - 0,05 (d_w - 2)]$$

siendo  $\bar{N}$  penetración estándar ponderada en función de la intensidad del terremoto:

Intensidad	N
M 7	6
M 8	10
M 9	16

$d_s$  = profundidad del techo de la capa de arena considerada (m)

$d_w$  = profundidad del nivel freático (m)

En líneas generales debe considerarse que las arenas flojas uniformes y saturadas como las que forman la playa de una balsa son los materiales más susceptibles a la licuefacción. Los datos publicados parecen indicar que con densidades relativas del orden del 70 por 100 los riesgos de licuefacción son muy escasos, incluso para aceleraciones del orden de 0,15 g. Aunque dicha densidad es fácil de alcanzar en las are-

nas ciclonadas con una ligera compactación, los lodos saturados se encuentran frecuentemente con densidades relativas inferiores al 20 por 100, lo cual da idea de la necesidad de disponer de un dique suficientemente ancho en zonas con riesgo sísmico.

El riesgo disminuye con el porcentaje de finos, aunque se conocen casos de licuefacción en suelos arcillosos saturados de baja plasticidad ( $w_L < 35$ ). No existe riesgo cuando el suelo contiene más de un 20 por 100 inferior a  $5 \mu$  o la humedad es inferior a  $0,9 w_L$ .

Evidentemente resulta también muy eficaz un buen drenaje del dique granular y su entorno.

### 10.5. Flujos de lodo

En los casos en que la rotura de la balsa pueda incidir sobre cauces o zonas habitadas es conveniente estudiar el alcance y altura de la onda de lodos, así como hacer una valoración de los bienes afectados o el riesgo potencial de las personas o edificaciones situadas aguas abajo. Señalemos que, a veces, el riesgo es para la corta o las propias instalaciones de la mina.

Las ondas de rotura se caracterizan por su gran velocidad, incluso sobre pendientes redu-

cidas y por el comportamiento extraordinariamente fluido, incluso de materiales relativamente gruesos. Este tipo de flujo se da también en la naturaleza, a veces afectando a áreas muy extensas, originando las denominadas «coladas» de barro o detritos.

Es frecuente que los lodos presenten *propiedades tixotrópicas* por impacto, agitación o desplazamiento importantes, transformándose en fluidos de baja viscosidad.

El alcance y velocidad de la onda de lodo pueden estimarse a partir de teorías hidráulicas. En la ref. [59] se indica un método que caracteriza los lodos por los parámetros de viscosidad y resistencia siguientes:

$$R = \frac{2\eta_p}{\gamma H_0} \sqrt{\frac{g}{H_0}}$$

$$S = \frac{\tau_y}{\gamma H_0}$$

siendo  $H_0$  = altura de la balsa (m)

$\eta_p$  = un coeficiente de viscosidad lineal (t.s/m<sup>2</sup>)

$\tau_y$  = resistencia del lodo hasta que comienzan las deformaciones plásticas (t/m<sup>2</sup>).

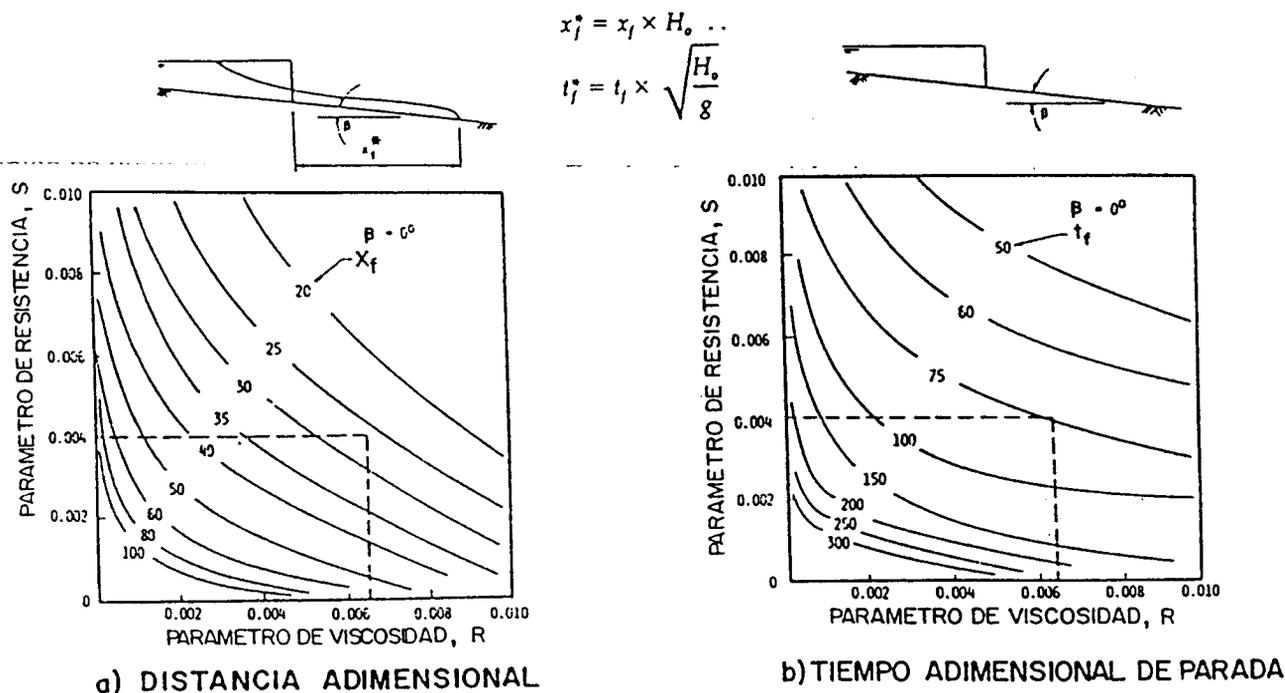


Fig. 10.12. Alcance y tiempo de parada de flujos de lodo (ref. [59]).

$\gamma$  = peso específico total del lodo

Como valores típicos pueden tomarse los siguientes:

	$\eta_p$ (t.s/m <sup>2</sup> )	$\tau_y$ (t/m <sup>2</sup> )
Lodos arenosos .....	0,1	0,5
Lodos limosos (yesos) .....	$5 \times 10^{-3}$	0,1

En el caso de lodos muy finos saturados (por ej. fosfatos) puede conseguirse una aproximación suficiente mayorando la rugosidad natural del cauce de aguas abajo (por ejemplo tomando coeficientes de Manning de 0,04-0,06).

Con los valores R y S puede entrarse en los gráficos de la fig. 10.12. Tales gráficos corresponden a terreno llano y flujo bidimensional. Lógicamente el flujo se ve facilitado por la pendiente del terreno (aunque con menor influencia que la altura del depósito) y retardado por formas de valle encajado.

#### 10.6 Diagnósis de balsas antiguas o en servicio

En algunos casos debe establecerse la estabilidad de balsas sobre cuya naturaleza y constitución existen muy escasos datos.

En estas ocasiones deben realizarse sondeos en diversos puntos del dique para intentar reconstruir su geometría y naturaleza al menos de forma aproximada, habida cuenta de las irregularidades en la forma de deposición y en los materiales utilizados en depósitos con escaso control.

En general es muy útil el empleo de penetrómetros para reducir los costes de prospección y obtener al mismo tiempo datos de resistencia in situ, sobre todo en el caso de lodos arenosos.

La prospección debe extenderse tanto al dique como a la zona de lodos y de cimientó que deba considerarse en los análisis de estabilidad. Para éstos resultará también de gran ayuda una determinación lo más exacta posible de la línea de saturación y de las presiones intersticiales en diversos puntos del dique. Ello suele requerir la realización de sondeos mecánicos y la instalación de piezómetros o tubos piezométricos.

En algunos casos los mayores riesgos se derivan de la eventualidad de inundación de la base del depósito, socavaciones, descenso general de niveles freáticos por quedar inutilizados los órganos de drenaje o evacuación, etc.

#### 10.7 Mejora de la estabilidad de diques defectuosos

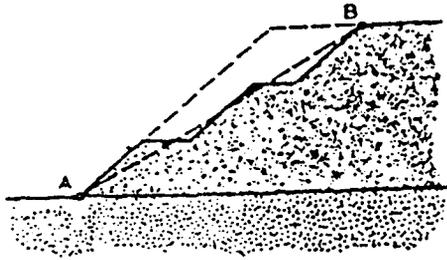
Si los análisis de estabilidad indican que un determinado dique de balsa posee una seguridad insuficiente bien en su estado actual o en los recrecimientos previsibles, deberá mejorarse ésta, previo un estudio de las posibles alternativas como pueden ser (fig. 10.13):

- Rebajamiento del talud exterior del dique.
- Colocación de un mayor espesor de materiales de aportación y/o mejora de la calidad de los mismos.
- Adosado de espaldones de escombros granulares o escolleras.
- Refuerzo del dique con materiales estabilizados con cemento, compactados, armados con tirantes metálicos, geotextiles, etc.
- Mejora del drenaje del dique mediante sondeos de rebajamiento de niveles piezométricos, drenes horizontales a distintas alturas, etc.

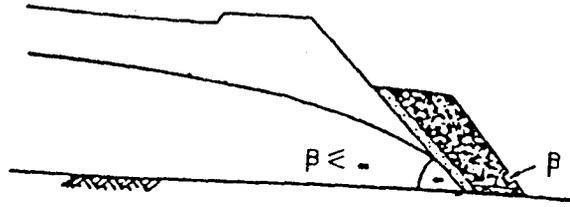
Cuando el dique presente filtraciones o surgencias en el paramento exterior, las cuñas o espaldones a adosar deben tener propiedades filtrantes y permeables, debiendo disponerse los oportunos drenes o cunetas de recogida y evacuación de efluentes. En ningún caso debe taparse una filtración con finos arcillosos.

También se ha utilizado la electroósmosis, pero no parece que las cantidades de agua extraídas ni las mejoras de resistencia sean significativas. El U.S. Bureau of Mines indica un consumo de 5 a 25 Kwh/m<sup>3</sup>, pero parecen ser normales consumos de 60 a 90 Kwh/m<sup>3</sup>. En general, se emplean unos 3 Kwh/litro de agua extraída.

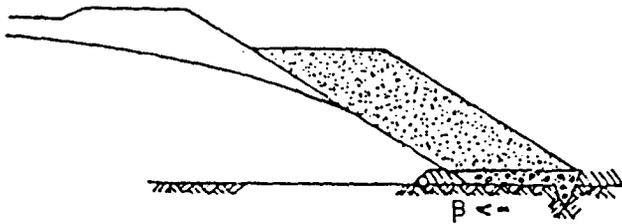
Tampoco parece eficaz la densificación de los lodos inmediatos al dique o el propio dique mediante explosiones profundas en sondeos.



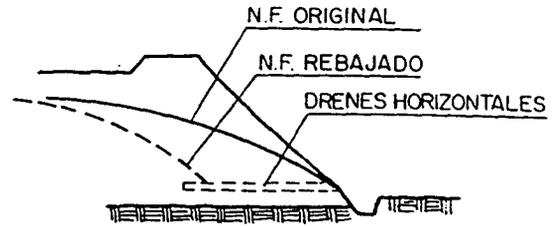
d) REBAJAMIENTO DEL TALUD (SOLO ADMISIBLE EN DIQUES ANCHOS CON FILTRACION ALEJADA DEL PARAMENTO)



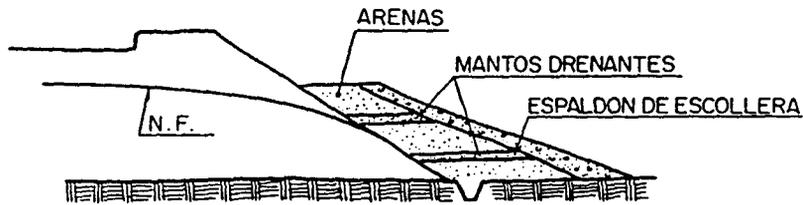
c) ADOSADO DE UN ESPALDON DE ESCOLLERA SOBRE UNA CAPA FILTRO



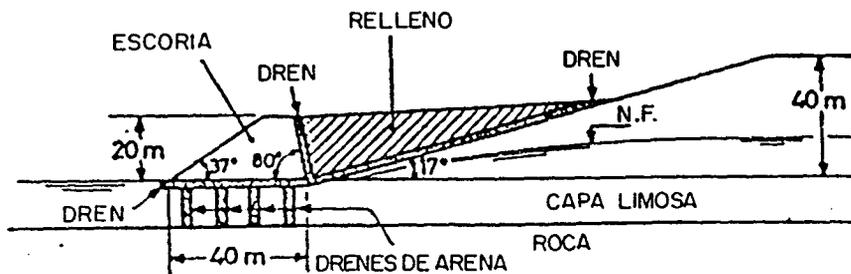
b) ADOSADO DE UN ESPALDON ARENOSO



d) TUBOS DRENANTES



e) MANTOS DRENANTES



f) DRENAJE Y REFUERZO DE LA CIMENTACION

Fig. 10.13. Sistemas de mejora de la estabilidad de diques

## 11. IMPACTO AMBIENTAL

### 11.1 Introducción

La evaluación del impacto ambiental de los depósitos de estériles sólo tiene sentido en aquellos aspectos específicos en que su incidencia supera al resto de las operaciones mineras. Obviamente los niveles de ruido de una instalación de machaqueo, las voladuras de bancos de corta o el transporte interior son muy superiores a los generados en el vertido de estériles. Por el contrario las modificaciones del paisaje pueden ser importantes en este último caso y, por supuesto, la principal contaminación líquida se deriva de las balsas de lodos.

Partiendo de esta base y teniendo en cuenta la gran diversidad de métodos y criterios de evaluación de impactos, se propone la siguiente metodología simplificada, adaptada a este problema concreto y, por supuesto, sujeta a las modificaciones y revisiones que cada caso pueda justificar o aconsejar.

Lógicamente la evaluación propuesta deberá subordinarse a las directrices de conservación de especies, hábitats, normas sobre espacios naturales, etc., que puedan existir en cada implantación concreta.

La evaluación aquí propuesta es aplicable a la mayoría de las explotaciones mineras con exclusión de las que dan lugar a residuos tóxicos, radioactivos, etc., con riesgo para personas y cuya autorización y funcionamiento están sujetos a reglamentaciones específicas (ver Apéndice 2).

En el caso de explotaciones normales se supone que se acata la legislación vigente sobre vertidos, emisiones, etc., y que los procesos de tratamiento responden a la práctica general.

Debemos señalar que la evaluación del posible impacto ambiental de una implantación es complementaria de la evaluación de tipo geológico, topográfico, etc. descrita en los Ap. 5.1 y 7.

### 11.2. Impacto sobre el medio físico y recursos naturales

Se estima por el índice siguiente:

$$I_m = (i_v + i_a + i_w + i_f)$$

siendo

$i_v$  = factor de impacto sobre la vegetación natural.

Evidentemente la destrucción de la vegetación es consecuencia del deterioro de las condiciones ambientales, evaluadas con otros índices.

Con objeto de separar variables este factor se concibe como valoración del máximo daño potencialmente infringido a la vegetación existente, supuesta su destrucción total a un área aproximada de 10 veces la superficie del depósito.

Vegetación dañada	$i_v$
Especies arbóreas de gran valor .....	9 - 10
Especies arbóreas de valor medio, fácilmente repoblables .....	7 - 9
Monte bajo, con algún árbol, según calidad .....	5 - 7
Zonas agrícolas o de huerta, según calidad .....	5 - 8
Pastos o zonas rústicas .....	3 - 6
Zonas semiáridas .....	1 - 3
Zonas áridas .....	0 - 1

$i_a$  = factor de impacto sobre la calidad del aire, tal como puede afectar a personas y animales. Su valor dependerá de:

- La susceptibilidad de los estériles a formar polvo.
- Los vientos de la zona y el grado de exposición a los mismos de la estructura.
- La población afectada dentro del área de influencia.
- El empleo o no de tratamientos anti-polvo.

Como valoración se propone:

Impacto	$i_a$
A. Emisiones de polvo ocasionales y de corto alcance (< 1 km.) afectando a escasos bienes o personas	0 - 2
B. Id. afectando a zonas extensas o habitadas	2 - 5
C. Emisiones continuadas	
Caso A	3 - 6
Caso B	5 - 8
En el caso de malos olores se tomará	1,2 $i_a$
En el caso de contaminación química, ácida, con azufre o agentes tóxicos (sin llegar a rebasar los límites tolerables)	1,5 $i_a$

$i_t$  = factor de impacto sobre la vida animal (caza, pesca, ganadería, etc.).

Impacto	$i_t$
Riesgo de eliminación, desplazamiento o reducción de poblaciones de interés comercial, deportivo, turístico o cultural	6 - 10
Alteración o eliminación de hábitats terrestres o acuáticos	
Moderada	2 - 5
Intensa, con alternativas próximas	4 - 6
Sin alternativa	6 - 9

Los valores más altos se tomarán cuando se trate de especies raras o en peligro de extinción.

En algunos casos deberá considerarse la posible proliferación de especies nocivas.

$i_w$  = factor de impacto sobre la calidad de las aguas superficiales y subterráneas.

Impacto	$i_w$
Escasa incidencia sobre las aguas superficiales y/o subterráneas	0 - 2
Intercepción y reducción de caudales superficiales, según utilidad de los mismos	2 - 5
Contaminación de aguas superficiales afectando a	
— Uso humano	3 - 4
— Riego, uso industrial	4 - 5
— Todos los usos	5 - 7
Id. de aguas subterráneas	
— Uso humano	2 - 3
— Riego, uso industrial	3 - 5
— Todos los usos	4 - 6
Ambos casos	Suma de $i_w$

Los valores se tomarán en función de las áreas o personas afectadas.

No se considera la contaminación química o radioactiva a niveles no admisibles para la legislación vigente.

### 11.3 Impacto paisajístico y visual

Se estimará por el índice siguiente:

$$I_p = (i_c + i_r + i_n) (\pi + \nu)$$

siendo

$i_c$  = factor de impacto por diferencia de coloración con el entorno físico, valorable del modo orientativo siguiente:

Aspecto	$i_c$
Semejanza visual (no apreciación de diferencias significativas de color a más de 1 km)	0 - 1
Diferencias de tonalidad significativas (amarillo-marrón, gris-negro, etc.)	3 - 6
Diferencias marcadas de color	
colores «naturales»	6 - 8
colores «artificiales»	8 - 10

$i_r$  = factor de impacto sobre la morfología o relieve del entorno físico. Se propone la siguiente valoración:

Morfología del depósito	$i_r$
Forma del depósito asimilable a la morfología natural	0 - 1
Divergencia sólo en forma pero no en volumen	2 - 4
Divergencia en volumen y forma	4 - 10

Este índice podrá reducirse o aumentarse (< 20 por 100) según que los puntos usuales de observación sean por encima o por debajo de la superficie del depósito.

$i_n$  = factor de impacto respecto a la naturaleza del depósito y su relación con el entorno:

Naturaleza del depósito	$i_n$
Estériles análogos a los materiales naturales superficiales	0 - 1
Estériles distintos de los materiales superficiales, según grado de diferenciación	1 - 4
Balsas en zonas áridas sin láminas naturales	
a) con coloración natural	1 - 2
b) con coloración anómala	3 - 5
Balsas en zonas húmedas, con láminas naturales	
a) con coloración natural	0 - 1
b) con coloración anómala	2 - 3

Evidentemente el impacto visual y paisajístico exige personalizarlo en posibles observadores y por tanto introducir la valoración subjetiva de los mismos.

Esta circunstancia se ha intentado englobar en el índice  $\pi$  con la siguiente valoración numérica:

Implantación	$\pi$
— Zonas remotas e inaccesibles, sin tráfico de paso	0 - 0,1
— Zonas poco accesibles, con escaso tráfico de paso (< 50 personas/día)	0,1 - 0,2
— Id. con 150-500 personas/día	0,2 - 0,3
— Id. con 500-5.000 personas/día	0,3 - 0,4
— Zonas observables desde núcleos urbanos pequeños o próximas a vías de gran circulación	0,4 - 0,7
— Zonas imbricadas en núcleos urbanos importantes (área de impacto con más de 20.000 habitantes)	0,7 - 1,0

También debe considerarse la calidad paisajística previa de la implantación en cuanto puede ser afectada por el proceso minero. No es posible en este contexto hacer planteamientos potenciales respecto a la calidad alcanzable aportando recursos de mejora y conservación de la naturaleza.

El criterio de valoración propuesto es el siguiente:

Calidad del paisaje	$\nu$
— Zonas de alto valor paisajístico, bosques, parques, etc.	1 - 0,9
— Zonas de valor paisajístico medio	0,9 - 0,6
— Zonas de baja calidad paisajística, áridas, con escasa vegetación, etc.	0,6 - 0,4
— Zonas muy deterioradas por actividad urbana, industrial o minera	0,4 - 0,1

## 11.4 Evaluación global

Como índice de evaluación global se propone:

$$I_G = I_m + 0,5 I_p$$

Este índice implica una ponderación subjetiva de los distintos impactos. En este caso se ha dado mayor valor a la incidencia sobre el medio físico que a la correspondiente al paisaje. Esto puede justificarse por la mayor trascendencia a largo plazo de los impactos del primer tipo y porque la planificación urbanística actual es difícil que permita a priori implantaciones que

atenten gravemente contra la calidad paisajística y visual.

La valoración final puede establecerse según el criterio siguiente:

$I_G$	Impacto global
0 - 10	Escaso
10 - 20	Moderado
20 - 35	Medio
35 - 50	Elevado
< 50	Muy elevado

Corresponde a la Administración establecer en cada caso el valor máximo admisible de  $I_G$ , así como proponer distintos criterios de ponderación y valoración.

En los casos en que esta evaluación simplificada conduzca a  $I_G > 35$  debe hacerse un estudio detallado de impactos por alguno de los métodos usuales (Leopold, Battelle, etc.).

### Ejemplo

Se quiere establecer una balsa de lodos de estaño de unos 30 m de altura y 30 Ha de extensión máxima en una vaguada que vierte a un pequeño río a su vez afluente del Sil. La vegetación es de pastos con poco arbolado. Fauna escasa. El relieve es alomado con desniveles no superiores a 50 m. La vaguada está bastante protegida de vientos.

Por la zona discurre una carretera comarcal y dentro de un radio de 10 Km hay 50 caseríos dispersos (aprox. 200 habitantes).

El terreno es un coluvial granítico (1-4 m de potencia) sobre granitos fracturados. Existen diversos manantiales en las laderas a ocupar. En la zona no hay pozos o son superficiales.

### Evaluación de índices

$$\begin{array}{lll}
 i_v = 5 & i_c = 8 & \nu = 0,3 \\
 i_a = 1 & i_r = 3 & \nu = 0,7 \\
 i_l = 2 & i_n = 3 & \Sigma = 1,0 \\
 i_w = 5 & & \\
 i_m = \Sigma i_j = 13 & \Sigma i_j = 14 & \\
 & I_p = 14 \times 1 = 14 & 
 \end{array}$$

$$I_G = 13 + 0,5 \times 14 = 20$$

Impacto global moderado a medio

## 12. CONTROLES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD

Debe tenerse presente que las presas mineras son estructuras delicadas con coeficientes de seguridad relativamente bajos. Es conveniente por tanto mantener una inspección periódica de las mismas para poder subsanar a tiempo cualquier defecto observado.

Se controlará en particular:

- La aparición de humedades o surgencias en el paramento del dique y en especial en el contacto del mismo con el cimiento.
- La formación de grietas en coronación del dique o cualquier tipo de deslizamiento en el frente del mismo.
- El asentamiento de la coronación o el abombamiento del paramento del dique.
- El buen funcionamiento de los drenes, vigilando que no existe arrastre de sólidos apreciable.
- Las instalaciones de drenaje y evacuación de avenidas.
- El estado de los conductos de impulsión de lodos, retorno de agua decantada y cualquier tubería que circule por el ámbito de la balsa.

La ejecución del dique de balsa deberá ser objeto de los mismos controles que cualquier otra estructura, sobre todo en lo referente a la calidad de los materiales empleados (ensayos de recepción, granulometría, plasticidad, componentes secundarios, etc.), sus condiciones de puesta en obra (grado de compactación referido al ensayo Proctor Normal), el rigor de la geometría y dimensiones definidas en el proyecto, etc.

Se prestará especial atención a las chimeneas de drenaje, galerías, aliviaderos o cualquier otro elemento cuya reparación posterior resultaría muy difícil si no imposible.

Cualquier defecto de estabilidad observado en una balsa en funcionamiento debe ser objeto de una investigación inmediata, paralizando si es preciso el vertido de lodos y manteniendo una vigilancia permanente adecuada. Si se apreciara riesgo de rotura deberá informarse a las autoridades locales y adoptar las medidas

de prevención, evacuación o consolidación más adecuadas.

Cuando se aprecien movimientos o desplazamientos generalizados deberá hacerse un seguimiento de los mismos mediante controles taquimétricos o de nivelación sobre hitos permanentes colocados sobre el dique. En algún caso puede ser útil la fotogrametría terrestre.

Frente a surgencias en el dique de balsa la solución más inmediata debe ser el refuerzo del dique con un espaldón granular drenante y filtrante (ver Ap. 10.7). En ningún caso se deberán adosar materiales terrosos impermeables.

Cuando existan dudas sobre la posición de las filtraciones en el cuerpo del dique deberán instalarse piezómetros para el control periódico de niveles. Si se apreciara un ascenso de éstos anormal o superior a lo previsto en proyecto, se adoptarán medidas de drenaje o rebajamiento, eventualmente interrumpiendo los vertidos en la balsa.

En algunos casos el vertido de escombros adosados a un dique de balsa puede inducir fenómenos de inestabilidad en éste al producirse el asentamiento o la fluencia de los escombros, por lo que tales operaciones deberán realizarse con un análisis previo de las condiciones del dique y estudiando cuidadosamente la forma de vertido.

Debe prevenirse al personal respecto a la circulación sobre los lodos, incluso aunque éstos tengan una aparente firmeza por haberse formado costras de desecación.

En el caso de tener que penetrar sobre lodos, como por ejemplo para reparar zonas del dique, chimeneas u otras instalaciones, deberá prepararse una pista en terraplén con material granular, vertido con maquinaria ligera y taludes exteriores muy suaves, observando el comportamiento de los mismos antes de circular por encima.

Estas operaciones no deben hacerse en época de lluvias o con lodos inundados superficialmente, debiendo esperar a que las condiciones climáticas favorezcan una mínima desecación superficial. Una alternativa puede ser el extendido de cal viva sobre los lodos para que ésta

absorba humedad y provoque una ligera cementación o la colocación al avance de un tejido sintético que dé resistencia al contacto entre los lodos y el terraplén de penetración sobre los mismos.

Por otra parte tiene interés para futuras actuaciones, mantener un registro de la evolución y desarrollo de la balsa, en particular en lo referente a:

- Toneladas de estériles y volúmenes de lodo vertidos a lo largo del tiempo.
- Niveles de dique y lago de balsa.
- Volúmenes de agua recuperados.
- Caudales aforados en las instalaciones de drenaje o evacuación.
- Caudales de avenida y datos pluviométricos, etc.

### 13. RESTAURACION Y ABANDONO

Una vez finalizada la utilización y desarrollo de un depósito de estériles su superficie externa debe tratarse de forma que se minimice su futuro impacto, tanto ambiental como respecto a riesgos o nuevos usos.

En España estas actuaciones y las que afectan a las demás labores mineras vienen reguladas con carácter general por el Real Decreto 2.994/1982 (B.O.E. del 15 de noviembre) y específicamente para las explotaciones de carbón por el Real Decreto 1.116/1984 y la Orden de 13 de junio de 1984. En este apartado recogeremos, por tanto, únicamente algunas recomendaciones y criterios útiles para redactar y llevar a cabo los proyectos de restauración.

En determinadas explotaciones debe considerarse la posibilidad de relavado, en cuyo caso el depósito debe dejarse en condiciones de extracción sin problemas de estabilidad o contaminación.

En otros casos la calidad de los estériles puede permitir su empleo en carreteras, formación de rellenos, fabricación de briquetas para la construcción, etc., debiendo agotarse las posibilidades de reutilización antes de confinar el depósito de modo definitivo.

En la mayoría de los casos<sup>(1)</sup>, no obstante, el

<sup>(1)</sup> Para el caso especial de los estériles radioactivos ver el Apéndice 2.

depósito debe dejarse con su configuración final, aplicando tratamientos encaminados a

- favorecer el desarrollo de vegetación
- proteger los taludes frente a la erosión y degradación
- lograr una aceptable integración en el paisaje.

La naturaleza de los estériles o las condiciones climáticas pueden ser un obstáculo importante para la restauración de estas estructuras, debiendo estudiarse en cada caso la solución más idónea.

En líneas generales estos estudios suponen recoger información del tipo siguiente:

- Condiciones agroclimáticas de la implantación (temperatura, pluviometría, vientos, altitud, etc.).
- Características físicas de la superficie expuesta: Pendiente, orientación, color, granulometría, capacidad de campo, peso específico aparente.
- Propiedades químicas: pH, capacidad de intercambio catiónico, conductividad, elementos disponibles (P, Ca, K, Mg), contenido en diversos elementos.
- Especies autóctonas adaptables a las condiciones anteriores o en su defecto especies introducidas.
- Tratamientos necesarios para conseguir el establecimiento y desarrollo de vegetación.

Debe tenerse en cuenta que es difícil el desarrollo de vegetación en taludes superiores al 1,5 (H): 1 (V), por lo que puede ser necesario un reperfilado del dique a taludes 2:1 a 3:1, siendo en general preferibles las disposiciones aban- caladas, eventualmente con barreras anti- erosión.

Las bermas o bancales deben tener un ancho de 6 a 9 m, y una separación en altura no superior a 10 m. Deben llevar pendiente hacia el interior (no inferior al 2 por 100), terminando en una cuneta con una pendiente longitudinal del 0,8 al 2 por 100.

El reperfilado debe hacerse con maquinaria ligera, prestando especial cuidado a no descalzar o recortar taludes en condiciones límites de estabilidad como los obtenidos por simple vertido. También puede ser peligroso crear acopios o depósitos temporales sobre tales taludes.

Frecuentemente deben prepararse las superficies a sembrar, eliminando bloques gruesos o regularizando con recubrimientos roturables, aparte de realizar determinadas correcciones o enmiendas de tipo químico u orgánico.

Es importante garantizar el drenaje natural de las superficies a tratar, evitando la formación de charcos o la escorrentía hacia los taludes periféricos. En superficies extensas sensiblemente llanas esto puede requerir la ejecución de una red de tuberías o zanjas drenantes, que podrá quedar oculta bajo la cubierta vegetal.

En relación con estas modificaciones debe realizarse la eliminación de rampas, instalaciones de vertido o bombeo y cualquier estructura o componente que comprometa una integración natural en el paisaje.

Entre los tratamientos usuales pueden citarse:

- Acondicionamiento de la superficie de los estériles.
- Siembras bajo «mulch» de paja o fibra larga, con emulsiones asfálticas.
- Id. con fibra corta, de celulosa o papel.
- Recubrimiento con espumas de urea-formaldehído.
- Aportación de tierra vegetal extraída de desbroces de cortas o de la propia implantación elegida.

Los acondicionamientos requieren un análisis previo de los estériles superficiales o de los que puedan quedar expuestos después de las operaciones de refinado o reperfilado. Los estériles tóxicos o de elevada acidez o basicidad pueden requerir intensas correcciones antes de tolerar la implantación de vegetación. Por otra parte los estériles carecen o poseen muy pocos nutrientes, bacterias y elementos químicos requeridos por las plantas. En algunos casos la coloración puede dar lugar a una gran absorción de radiación solar y temperaturas excesivas para el desarrollo normal de vegetación.

Los tratamientos deben ser totales ya que el polvo procedente de áreas no recubiertas daña con facilidad las zonas plantadas.

La aportación de tierra vegetal requiere una planificación adecuada y la selección de los préstamos más idóneos.

En general debe contarse con recubrimientos de 30-40 cm.

La tierra vegetal debe recogerse en época seca, procurando no compactarla con el paso de maquinaria. El apilado debe permitir mantener condiciones aerobias, por lo cual los caballones de tierras no deben superar los 2 m de altura ni los 4 m de ancho. Los acopios deben hacerse en zonas llanas, bien drenadas y fuera del paso de escorrentías. Conviene que los acopios sean de corta duración, siendo preferible trasladar inmediatamente la tierra vegetal recortada a su lugar de aplicación.

En los casos en que la tierra vegetal sea pobre en materia orgánica o deba apilarse mucho tiempo, se someterá a una regeneración mediante siembra, abonado y las oportunas enmiendas.

En general la restauración vegetal requiere varios tratamientos sucesivos hasta conseguir una implantación duradera. Los primeros recubrimientos suelen ser herbáceos de gran fragilidad, formándose al cabo de uno o dos años una cubierta duradera que puede evolucionar, con las siembras adecuadas, al tipo arbustivo o incluso arbóreo.

En la planificación en tiempo de los tratamientos de restauración deben tenerse en cuenta los períodos de siembra y desarrollo de cada una de las especies, así como la velocidad de crecimiento y los riesgos de erosión en las fases iniciales.

Así por ejemplo los árboles deben plantarse en otoño, con edades de 1 a 3 años y preferiblemente en envases de turba.

Los depósitos de estériles suelen presentar zonas con pendientes muy diversas por lo que deberán seleccionarse los cultivos más apropiados a cada una de ellas, pudiendo servir de indicación los límites siguientes:

	Pendiente límite
Arboles y arbustos .....	70 % (35°)
Pastizales .....	25 % (15°)
Cereales, leguminosas .....	10 % ( 5°)

Suele ser conveniente realizar, previamente al tratamiento general, diversos ensayos de comportamiento de las especies vegetales previstas en parcelas de un tamaño que permita probar también la posible mecanización.

La selección de especies y los tratamientos a aplicar requieren la colaboración de técnicos

especializados, así como la adopción de medidas frente a la erosión.

La revegetación exige un seguimiento hasta el abandono definitivo, aportando las necesarias correcciones o abonos, riegos ocasionales, reposición de fallos o zonas perdidas, siega de cereales o céspedes, eliminación de plantas perjudiciales o parásitas, etc.

A largo plazo deberá asegurarse el mantenimiento de la vegetación, controlando el pastoreo, los accesos, acciones agrícolas, etc., que

puedan modificar de manera perjudicial la protección creada.

En las zonas áridas en que sea imposible promover la vegetación y mantenerla se deberá como mínimo garantizar la conservación de los taludes de la estructura, evitando su incidencia sobre aguas, bienes o servicios y reduciendo al mínimo la erosión hídrica o eólica, aplicando, si es necesario, tratamientos o recubrimientos protectores. Se ha utilizado al respecto la estabilización con cal o cemento del paramento exterior o el recubrimiento con grava, zahorra o escollera.



**3.<sup>a</sup> Parte**  
**ESCOMBRERAS**

*Escombrera de Reicastro (HUNOSA)  
junto al río Caudal (Ujo-Figaredo, Asturias)*

## 3.<sup>a</sup> Parte

### Escombreras

#### 14. INTRODUCCION

Se denominan *escombreras* a las acumulaciones de materiales gruesos procedentes de monteras o recubrimientos estériles, rechazo de las instalaciones de machaqueo, excavación de galerías, etc.

En algunos casos se mezclan en una misma escombrera estériles de tamaños y naturaleza diversa e incluso se han llegado a verter lodos ocasionalmente sobre los escombros, si bien estas prácticas son desaconsejables por dar lugar a estructuras mixtas de difícil control y dudosa estabilidad.

Tradicionalmente las escombreras se han implantado buscando la facilidad de transporte y ocupación de terrenos y sin un plan previo de desarrollo. Aunque en líneas generales este proceder ha dado resultados aceptables, en algunos casos se han producido accidentes importantes por flujos de escombros, socavación, etc., y en otros el impacto ecológico-ambiental ha resultado excesivo. Todo ello hace aconsejable disponer de unas normas de buena práctica y unos criterios de ejecución y control para futuras implantaciones.

En los apartados que siguen se comentan los aspectos de mayor interés para el proyecto y construcción de este tipo de estructuras. El caso particular de escombros tóxicos o radioactivos se trata en el Apéndice n.º 2.

#### 15. TIPOLOGIA DE LAS ESCOMBRERAS

Aunque existen numerosas variantes, los tipos de escombreras más frecuentes son los que se indican en la figura 15.1.

#### 16. SELECCION Y PREPARACION DEL EMPLAZAMIENTO

Las escombreras deben ubicarse de preferencia sobre terreno llano o con suave pendiente, que pueda constituir un cimiento firme, estable y poco deformable.

Como orientación en la selección de emplazamientos pueden utilizarse los criterios de evaluación del Ap. 5.1, así como los referentes al posible impacto ambiental que se recogen en el Cap. 11.

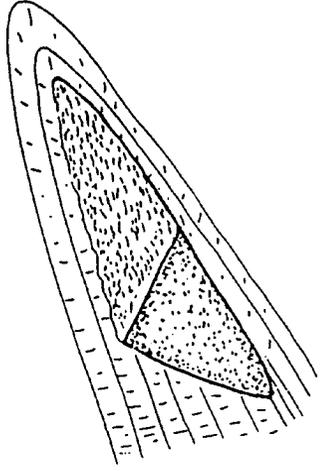
Debe evitarse que dentro de la zona de influencia de la escombrera se encuentren viviendas, núcleos urbanos o instalaciones, así como vías de comunicación o redes de servicio.

Se define como *zona de influencia* aquella que pueda ser afectada por caída de escombros, deslizamientos globales o parciales, flujos de detritos, etc. Dicha zona será mayor cuanto más finos sean los escombros y mayor sea la pendiente del terreno original. La zona de influencia puede reducirse mediante muros o terraplenes de contención, barreras metálicas para retener bloques rodantes, cunetas de recogida, etc.

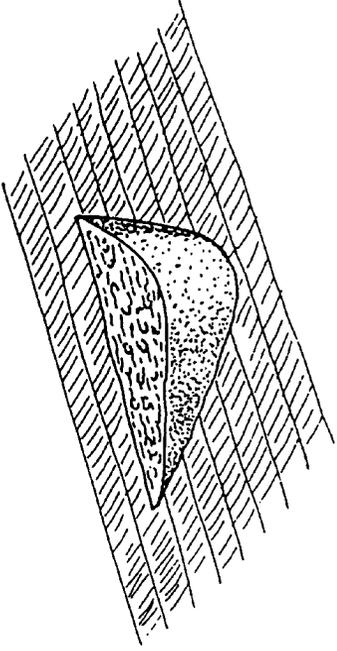
Independientemente de razones económicas, debe evitarse implantar las escombreras sobre zonas de eventual explotación subterránea, susceptibles de experimentar subsidencia.

No es aconsejable, sin la adopción de medidas especiales de protección, la ubicación de escombreras en cauces o zonas de ribera que puedan dar lugar a bloquear cursos de agua por deslizamiento o desprendimientos, sobre todo por el riesgo de formación de ondas de riada al romperse los sucesivos diques creados.

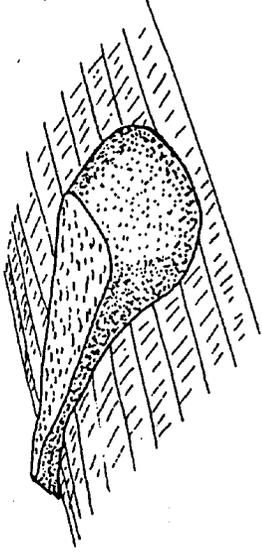
En el caso de existir zonas blandas, vaguadas compresibles, antiguas balsas, etc., debe-



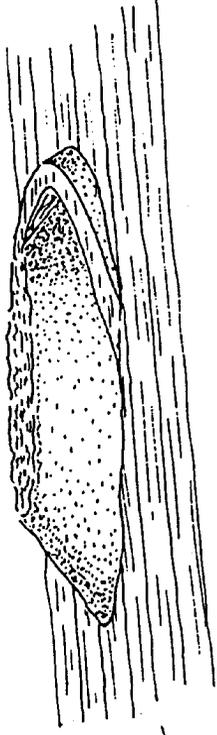
a) DE VAGUADA



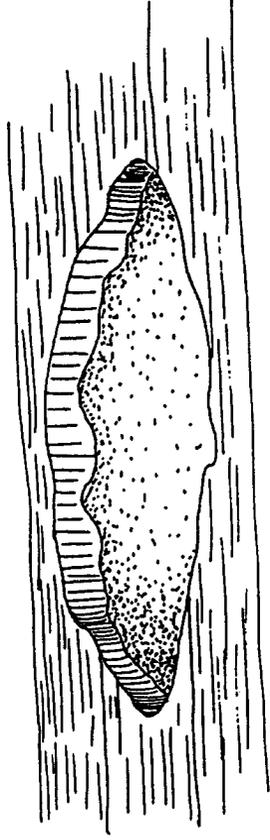
b) DE LADERA



d) DE DIVISORIA



e) EXENTA



f) RELLENO DE CORTA

Fig. 15.1. Tipos de escombreras.

rán estudiarse las implicaciones sobre la estabilidad general de la escombrera, eliminándolas si es necesario.

Cuando existan zonas permanentemente inundadas se rellenarán con materiales gruesos seleccionados, con buen drenaje, no siendo admisible el relleno con escombros cualesquiera.

Las fuentes o surgencias deben captarse y derivarse del área de la escombrera, procurando que el agua no entre en contacto con los escombros (fig. 16.1), sobre todo si éstos son tóxicos o radioactivos (ver Apéndice 2).

## 17. PROYECTO DE LA ESCOMBRERA

Toda escombrera de más de 15 m de altura o de más de 25.000 m<sup>3</sup> de volumen deberá ser objeto de un proyecto previo en el que se detallarán los aspectos siguientes:

- La naturaleza aproximada de los escombros.
- Parámetros geotécnicos de proyectos, bien

estimados o a partir de ensayos in situ o laboratorio.

- Topografía de la zona de ubicación (escala no inferior a 1/10.000).
- Redes naturales de drenaje superficial y condiciones de las aguas freáticas. Localización y características de surgencias y manantiales.
- Prescripciones respecto a la preparación del terreno.
- Justificación de los taludes de proyecto en las diferentes fases constructivas.
- Especificación de los métodos de transportes, extendido, compactación o vertido.
- Estudio hidrológico y justificación de las necesidades de evacuación y drenaje.
- Detalle y dimensionamiento de las instalaciones de drenaje.
- Prescripciones respecto a la protección de las condiciones ambientales.
- Proyecto de las instalaciones auxiliares como vías de acceso y transporte, muros de pie, plantaciones, etc.

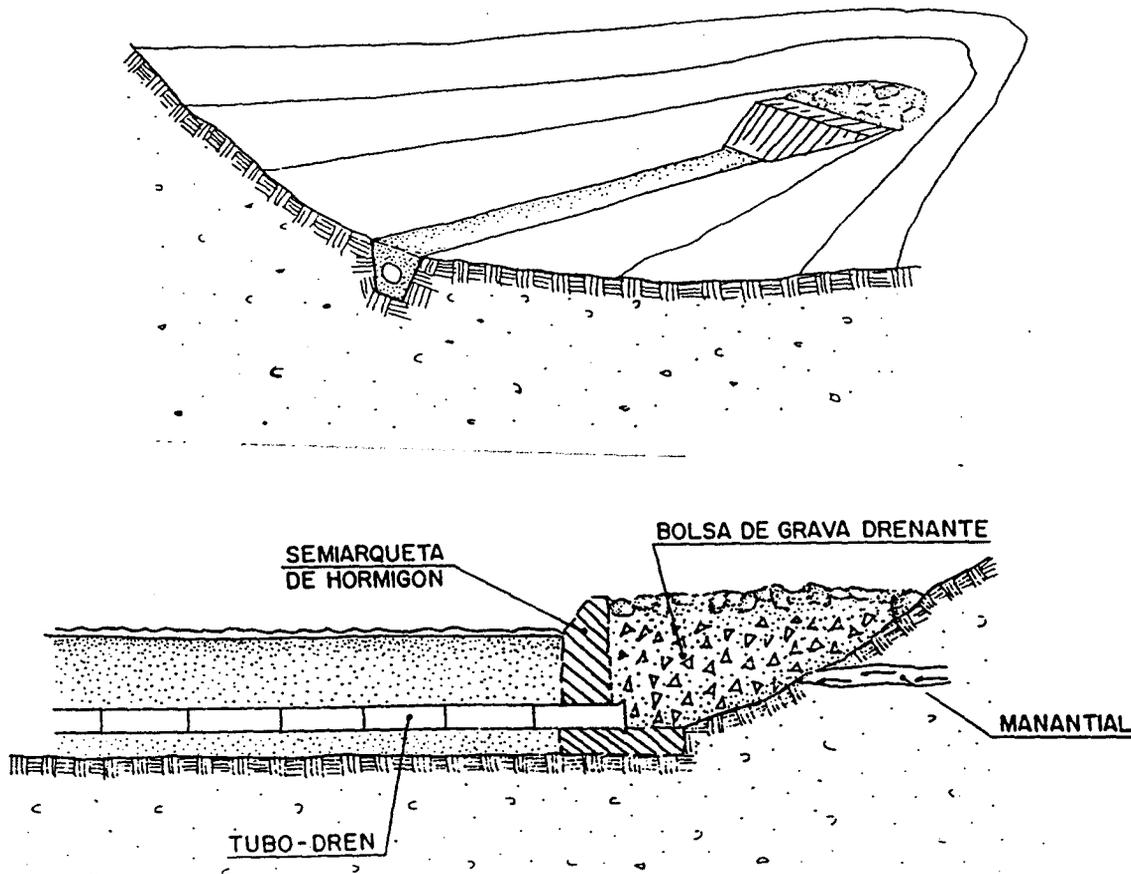


Fig. 16.1 Captación de manantial.

## 18. NATURALEZA Y PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS ESCOMBROS MINEROS

### 18.1 Reconocimiento de escombreras. Toma de muestras

La naturaleza generalmente gruesa o incoherente de los escombros plantea numerosos problemas en los reconocimientos y ensayos geotécnicos. Por un lado los sondeos usuales de reducido diámetro ( $\phi < 140$  mm) impiden extraer bolos y bloques o gravas gruesas. Por otro lado los materiales lajosos o deleznales son fragmentados con facilidad por las coronas de sondeo, con lo cual se produce una degradación artificial que enmascara la verdadera granulometría. En este mismo sentido, la adición de agua al sondeo satura los finos cohesivos o puede producir un arrastre o lavado de los no cohesivos. Estos problemas se subsanan con el examen del material in situ, bien en el propio talud o en las plataformas de maniobra, o excavando pozos de reconocimiento.

Los pozos deben tener unas dimensiones proporcionales al tamaño del bloque máximo, re-

comendándose en general una relación de 5 a 1 como mínimo, es decir, que con bloques de 0,30 m el diámetro del pozo debe ser de 1,50 m, con una profundidad del mismo orden.

Los pozos son también útiles para determinar el peso específico aparente de los escombros, pesando el material extraído y cubicando el volumen del pozo por algún método de sustitución.

### 18.2 Propiedades geotécnicas. Ensayos

Existe una amplia variedad de escombros de mina por lo que respecta a su naturaleza, tamaño, granulometría, etc., incluso dentro de una misma explotación. Salvo en el caso de las evaporitas y el carbón, el mineral explotado tiene escasa significación frente a las rocas encajantes que se llevan a escombrera.



Fig. 18.1 Segregación de bloques gruesos al pie de una escombrera.

En general, los escombros son de *tamaño* apreciable (5 a 30 cm), llegando a veces a dimensiones próximas al metro cúbico, lo cual plantea grandes problemas para la determinación de propiedades geotécnicas, como en el caso de las gravas y escolleras.

En general, es necesario recortar tamaños gruesos para utilizar las técnicas de ensayo usuales. Este proceso suele revestir tres modalidades:

- Recorte por encima de una dimensión dada  $D$  y reconstrucción de una muestra semejante geoméricamente, en la relación  $D_{m\acute{a}x}/D$ . Este método es válido conservando el mismo índice de huecos y siempre que el material tenga pocos finos ( $< 15\%$ ), lo que implica un comportamiento marcadamente granular.
- Recorte por encima de una dimensión dada  $D$ , de forma que el porcentaje de elementos superiores a  $D$  no supere el 15-25%. Esta técnica exige aproximar correctamente el peso específico de la muestra en función del valor original.
- Recorte por la dimensión  $D$  y sustitución por un porcentaje equivalente de arena y grava igual al existente entre  $D$  y  $D_{m\acute{a}x}$ . Este método mantiene la resistencia al corte pero altera otras propiedades.

Parece conveniente mantener una relación mínima de 8 a 10 entre el tamaño de la probeta de ensayo y la máxima dimensión de las partículas.

La *forma* de los escombros varía desde la casi cúbica de los bloques de cuarcita o caliza, a la subredondeada de las areniscas y a la *lajosa* de los esquistos y pizarras.

La *granulometría* depende mucho del proceso de extracción, (fig. 18.1), a lo que se suma la inevitable segregación en el proceso de vertido. Ello hace que sea muy difícil conocer a priori la granulometría a obtener e incluso determinarla en escombros ya extendidos.

Según los tamaños máximos se recurre a medida directa de dimensiones de bloques, cribas o tamices.

La determinación de la *resistencia al corte* (cohesión y rozamiento) tropieza con el factor tamaño apuntado. Aunque existen bastidores de

corte y triaxiales de gran diámetro, en nuestro país es necesario limitarse a secciones de corte de  $30 \times 30 \text{ cm}^2$  y triaxiales de  $\phi 150 \text{ mm}$ , lo que obliga a recortar por encima de 3" ó 4", si bien los resultados pueden considerarse aceptables siempre que las muestras sean representativas.

En la mayoría de los casos puede recurrirse a observar los taludes de escombreras similares o a adoptar valores estimativos. Salvo determinaciones precisas no podrá contarse con ningún tipo de cohesión en los escombros, si bien se sabe que existen efectos capilares de trabazón e incluso electroquímicos que generan resistencias cohesivas en los escombros.

En general, debe tenerse en cuenta que el ángulo de rozamiento interno efectivo  $\phi'$ , aumenta con

- la angulosidad de las partículas
  - el tamaño de las mismas
  - la buena graduación granulométrica
  - la compactación o energía de vertido
- y disminuye con
- las tensiones efectivas (o altura de escombros)
  - el contenido de finos arcillosos
  - la friabilidad o alteración de las rocas.

Para estimaciones pueden adoptarse los valores típicos obtenidos por aplicación de la tabla 18.1.

TABLA 18.1  
ESTIMACION DEL ANGULO DE ROZAMIENTO  
DE ESCOMBROS MINEROS

$\phi' = (M + \phi'_1 + \phi'_2 + \phi'_3 + \phi'_4 + \phi')$ "			
Naturaleza	M	silicea	36°
		carbonatada	34°
		esquistosa	32°
		arcillosa	30°
Compacidad	$\phi'_1$	suelta	-5°
		media	0°
		compacta	+5°
Forma y rugosidad	$\phi'_2$	angulosa	+2°
		media	0°
		lajosa	-1°
		redondeada	-2°
		muy redondeada	-3°
Tamaño	$\phi'_3$	arena	0°
		grava fina	1°
		grava gruesa	2°
		bloques, bolos	3°
Granulometría	$\phi'_4$	uniforme	-3°
		media	0°
		extendida	+3°
Nivel de tensiones (altura de escombros)	"	bajo ( $H < 20 \text{ m.}$ )	1,1
		medio ( $20 < H < 40 \text{ m.}$ )	1,0
		alto ( $H > 40 \text{ m.}$ )	0,9

Aplicando dicha tabla al caso de escombros de pizarra gruesos, lajosos, flojos, mal graduados en un depósito de 8 m de altura, se obtendrá  $\phi' = (32-4-1+2-2) 1,1 = 32^\circ$ , mientras que para escombros de cuarcita de tamaño medio, bien graduados, forma semicúbica y relativamente compactos en una escombrera de  $H = 50$  m, se llegaría a  $\phi' = (36+0+1+3+2) 0,9 = 38^\circ$ .

La *deformabilidad* de los escombros puede estudiarse en moldes de gran diámetro, cargas de gran superficie, etc. En laboratorio es difícil disponer de células edométricas de más de 30 cm de diámetro por lo que en muchos casos no puede pasarse de simples estimaciones. Digamos, no obstante que este problema no es casi nunca determinante para una escombrera, pero puede serlo para usos futuros si se pretende algún tipo de edificación o construcción sobre la misma.

La deformabilidad está relacionada, al igual que otras propiedades con:

- la forma de vertido
- la humedad presente en la colocación, siendo favorable al respecto la incidencia de las lluvias
- la granulometría del material
- la alterabilidad y degradación.

En cualquier caso, debe señalarse la elevada *compresibilidad* de las escombreras bajo su propio peso, produciéndose asientos considerables por saturación o infiltración. Aunque las medidas son muy escasas, los asientos finales, una vez terminados los vertidos, pueden ser del 0,5 al 3 por 100 de la altura, con un valor medio del 1,5 por 100. Parece ser que la mayor parte de los asientos se producen en un período de 5 a 10 años.

Respecto a los asientos durante la formación de la escombrera (sólo interesantes a efectos de capacidad) tiene gran importancia la compactación, aunque sólo sea la producida por los equipos de transporte, y la humedad o riego de las sucesivas tongadas. Las escombreras muy secas pueden tener asientos importantes y bruscos si se saturan repentinamente por una avenida o aguacero.

Como orientación pueden darse los siguientes porcentajes de asiento en función de la altura  $H$ .

	S (% H)
Escombros gruesos vertidos .....	6-8
Escombros bien graduados vertidos .....	3-5
Id. regados .....	2-3
Escombros bien graduados compactados .....	1-2
Id. bien regados .....	0,5-1

Esta compresibilidad se debe, por un lado, al elevado índice de poros (0,8-1,5) de los materiales vertidos y, por otro, a la migración de finos, colapso de los contactos entre bloques, degradación por alteración, etc. En el caso del carbón tienen importancia, además, los fenómenos de combustión espontánea y la calcinación de los escombros calizos.

Estos procesos van aumentando con la altura de la escombrera, produciéndose simultáneamente una densificación que sigue una ley aproximadamente parabólica.

El proceso de reducción de volumen viene acompañado de la creación de sobrepresiones intersticiales que pueden dar lugar a fenómenos de inestabilidad. Esto es especialmente importante cuando las condiciones de drenaje son deficientes por la naturaleza arcillosa de los escombros.

## 19. CONDICIONES DE ESTABILIDAD

### 19.1 Introducción

En general los taludes de las escombreras se corresponden con el talud natural que adoptan los escombros según la forma de vertido y las condiciones de apoyo en la base. Resulta bastante costoso modificar artificialmente dicho talud, aunque en algunas ocasiones es necesario por razones de estabilidad, erosión, implantación de vegetación, etc. (Ver cap. 25). Una solución puede ser el retranqueo periódico del borde de vertido con lo que resulta un talud escalonado de menor inclinación media.

prácticamente igual a la unidad, lo que implica un elevado riesgo de deslizamientos aunque éstos afecten a pequeñas capas superficiales. Esta situación no es tolerable cuando los flujos de escombros pueden suponer algún riesgo para personas, instalaciones o viviendas o cuando se prevea la protección de la escombrera con recubrimientos vegetales que exijan taludes más suaves para su implantación. En estos casos deberá realizarse un rebajamiento artificial del talud de reposo, con ángulos del orden de los 26° o el requerido por los coeficientes de seguridad especificados en la Tabla 19.1.

### 19.2 Coeficientes de seguridad

Evidentemente el coeficiente de seguridad de escombros vertidos con su ángulo de reposo es

En el caso de escombreras cuya configuración vertical varíe con el tiempo en razón de un cambio de naturaleza de los escombros verti-

TABLA 19.1  
COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS  
REQUERIDOS EN EL PROYECTO DE ESCOMBRERAS

#### CASO I

Implantaciones sin riesgo para personas, instalaciones o servicios.

	Pueden constituirse con el ángulo de vertido de los escombros (F = 1)	
	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
H ≤ 15 m o V ≤ 25.000 m <sup>3</sup> ó H > 15 m en escombreras en manto		
15 < H ≤ 30 m, talud conformado para	1,20	1,10
H > 30 m, talud conformado para	1,30	1,20

#### CASO II

Implantaciones con riesgo moderado.

	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>
H ≤ 15 m o V ≤ 25.000 m <sup>3</sup>	1,20	1,15	1,00
o H > 15 m, en escombreras en manto			
15 < H ≤ 30 m	1,35	1,25	1,10
H > 30 m	1,45	1,30	1,15

#### CASO III

Implantaciones con riesgo elevado.

Se proscriben las escombreras en manto sin elementos de contención o desviación al pie.

	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>
H ≤ 20 m	1,40	1,20	1,10
H ≥ 20 m	1,60	1,40	1,20

#### NOTAS

— Esta tabla corresponde a escombreras realizadas de acuerdo con estas recomendaciones, relativamente homogéneas y en las que los finos cohesivos o de lavadero no influyen de manera apreciable en la estabilidad.

— Los coeficientes de seguridad corresponden a las situaciones siguientes:

F<sub>1</sub>: Escombreras normales, sin efectos de aguas freáticas y en cuya estabilidad no interviene el cimientado.

F<sub>2</sub>: Escombreras sometidas a filtración, agua en grietas o fisuras y riesgo de deslizamiento por la cimentación.

F<sub>3</sub>: Situaciones excepcionales de inundación, riesgo sísmico, etc.

— Los valores de F indicados son para escombreras exentas o en laderas con inclinaciones hasta el 8 por 100. En el caso de vaguadas encajadas (ancho máx. = altura) puede admitirse una reducción del 10 por 100, llegando al 3 por 100 para vaguadas con ancho máx. = 2,5 veces la altura.

En laderas de inclinación superior al 8 por 100 los coeficientes F se incrementan en los valores siguientes:

Caso I:  $\Delta F = 0,10$ .

Caso II:  $\Delta F = \sqrt{0,03} (\alpha - 0,08)$

Caso III:  $\Delta F = \sqrt{0,07} (\alpha - 0,08)$

siendo  $\alpha$  la inclinación de la ladera en tanto por 1, con  $\alpha \leq \phi$ .

dos o cualquier otra causa, deberá comprobarse la estabilidad de los taludes para estas nuevas situaciones.

El proyecto deberá incluir la justificación de la estabilidad de forma que se alcancen los coeficientes de seguridad mínimos que se indican en la Tabla 19.1 adjunta.

### 19.3 Formas de inestabilidad

Los fenómenos de inestabilidad más frecuentes observados en escombreras corresponden a los tipos siguientes:

- Deslizamientos superficiales, típicos de escombros sin cohesión (fig. 19.1).
- Deslizamientos profundos, de tipo aproximadamente circular, o mixto, con tramos paralelos a un contorno de base (fig. 19.2).

Los primeros son generalmente rápidos y no suelen afectar a grandes volúmenes, salvo que se produzca una alteración sustancial de geometría, por ejemplo, por socavación.

Los deslizamientos profundos suelen tener una evolución en el tiempo, condicionada por fenómenos de fluencia, rotura progresiva, etc.,

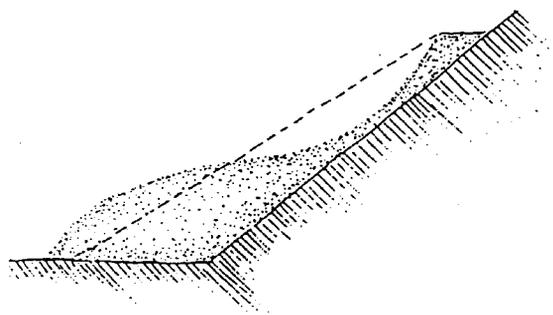
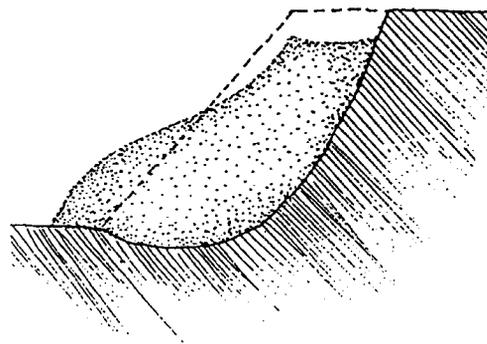


Fig. 19.2 Deslizamientos afectando a una masa importante de escombros.



Fig. 19.1 Deslizamiento superficial en una escombrera.

y generalmente afectan a masas importantes de escombros. Predominan en materiales con rozamiento y cohesión.

Los problemas de estabilidad general pueden venir forzados por el establecimiento de un nivel freático alto en el cuerpo de la escombrera, bien por cubrir surgencias naturales o por embalsarse agua en zonas de vaguada (fig. 19.3). El movimiento típico es la formación de un abombamiento al pie de los taludes, pudiendo acabar en coladas de detritos ladera abajo si la

pendiente de ésta es suficientemente elevada.

Según condiciones particulares de los materiales depositados, de su cimiento y del agua freática pueden producirse flujos, reptaciones, erosiones remontantes, etc., con características muy variables respecto a la velocidad del fenómeno y a los volúmenes afectados.

Dejando aparte los deslizamientos superficiales, inevitables en el proceso de vertido, las causas principales de inestabilidad suelen ser (fig. 19.4):

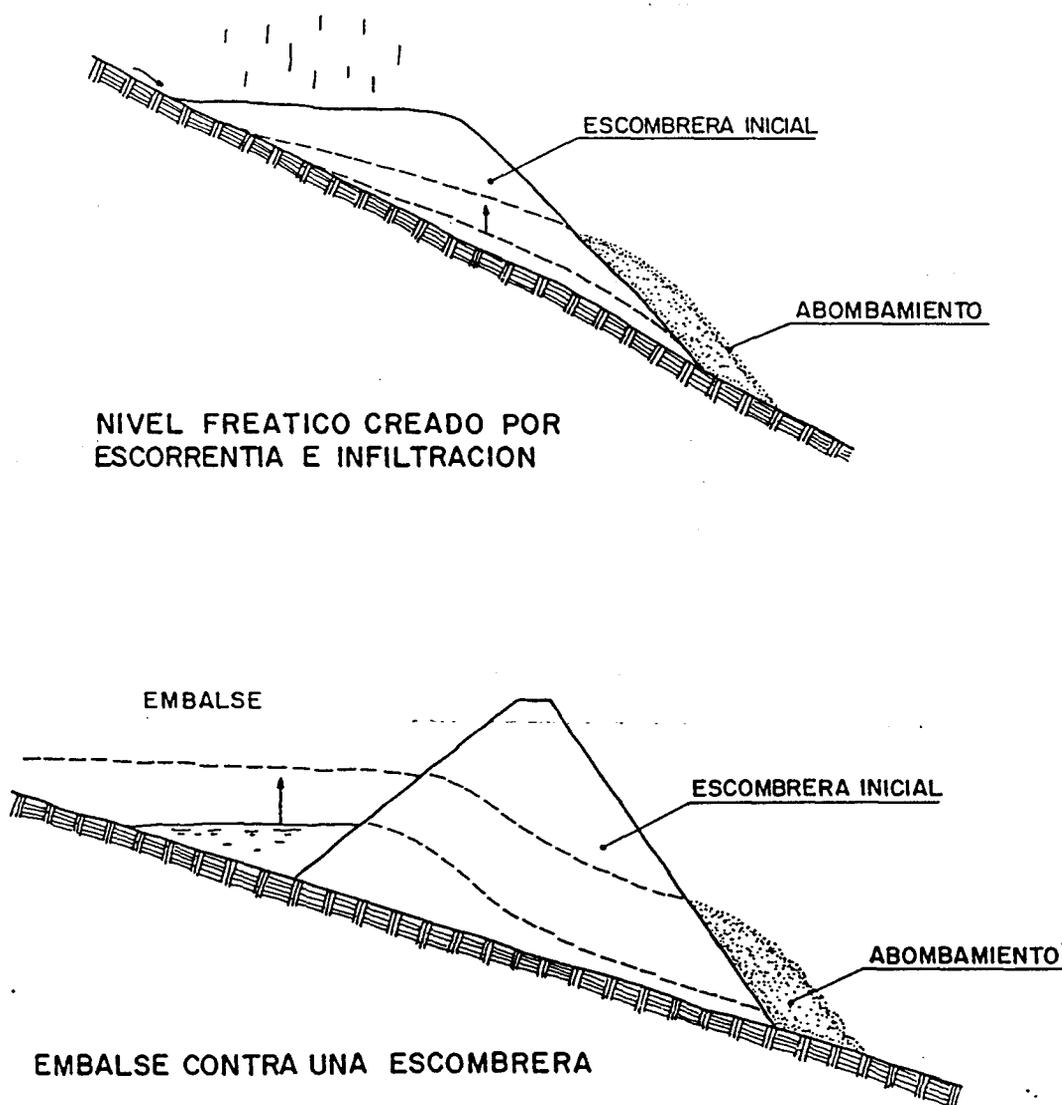


Fig. 19.3 Efectos del flujo de agua a través de escombreras.

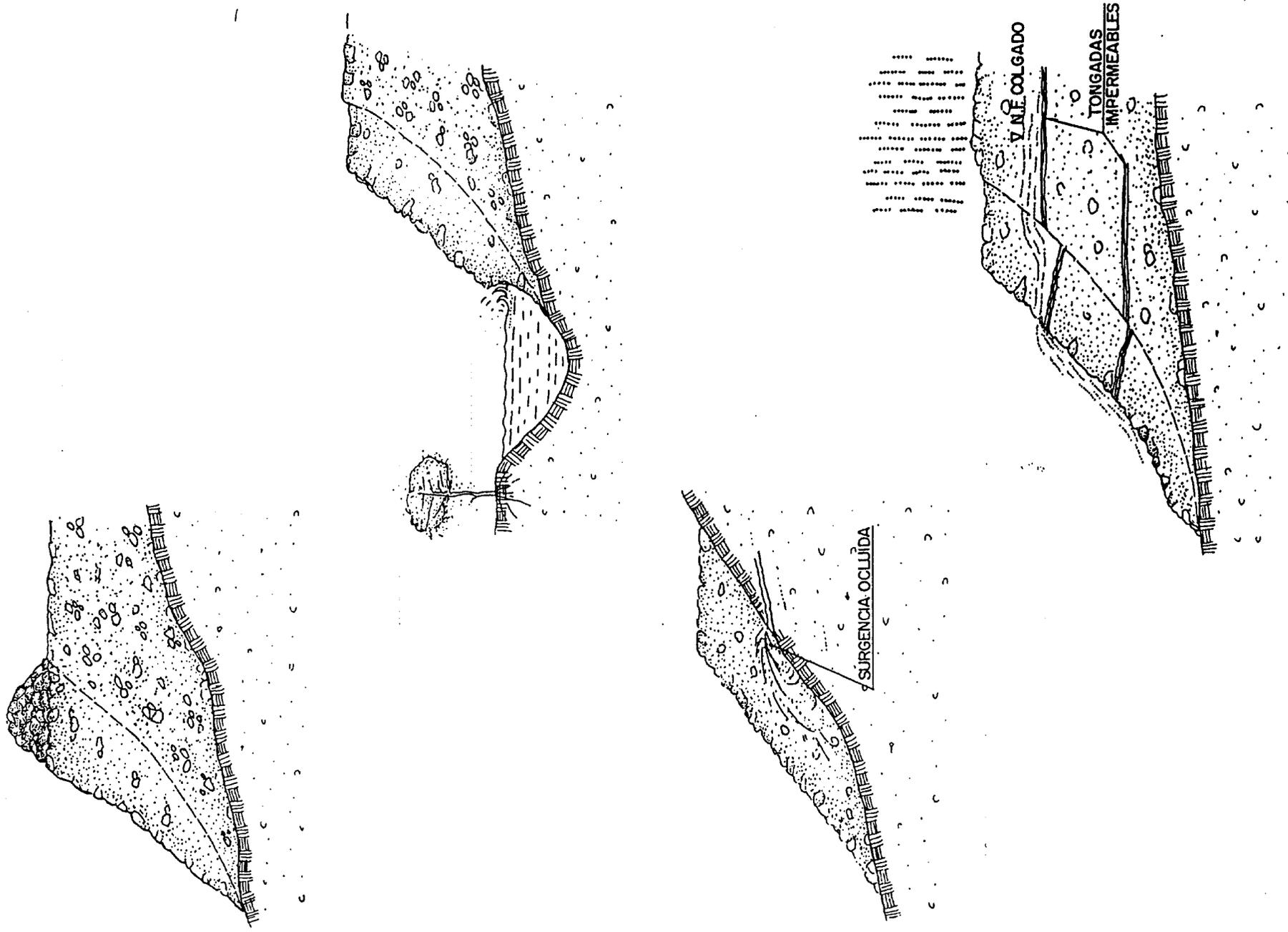


Fig. 19.4 Causas de inestabilidad de escambreras.

- Sobrecarga anormal del borde de la escombrera, por ejemplo, acumulando descargas de dumpers, sin proceder a su extendido.
- Creación de taludes más escarpados de los admisibles por excavación o recorte, erosión superficial, fenómenos de subsidencia, etc.
- Eliminación del soporte natural al pie de la escombrera, por ejemplo, por socavación fluvial, apertura de zanjas en el terreno de cimentación, etc.
- Creación de presiones intersticiales por ascenso del nivel freático al no existir sistema de drenaje o quedar inutilizado y, más frecuentemente, al ocluir cursos estacionales o surgencias.
- Erosión interna como consecuencia de la filtración generada por las causas anteriores.
- Inundación del pie de escombreras situadas próximas a cauces fluviales.
- Fenómenos dinámicos como voladuras, hinca de pilotes, impactos de vertido, etc.

Además de los movimientos en manto, de las masas de partículas que fluyen sobre el talud de la escombrera, existen fenómenos de fluen-

cia plástica al ir aplicando sobrecargas progresivas, que modifican la estructura estratificada paralela al talud.

Este fenómeno se ha podido comprobar siguiendo el movimiento de una capa de arena coloreada en el seno de una escombrera. Como se aprecia en la fig. 19.5 las partículas inicialmente depositadas con el ángulo de talud natural van pasando progresivamente a un talud más suave produciéndose el mayor rebajamiento en la parte superior.

Es evidente que este proceso es función de la deformabilidad de los materiales depositados y tiene distinta intensidad según las zonas de la escombrera. En el caso de partículas lajosas, la eventual reorientación de los fragmentos crea condiciones de estabilidad más favorables que las existentes en el proceso de vertido. Esto explica también el aumento de estabilidad de las zonas de núcleo de las escombreras, manifestado en la reexcavación de las mismas.

Señalemos por último como problemas importantes asociados con las escombreras, la rodadura de bloques o piedras grandes que pueden llegar a distancias apreciables del pie del talud y los flujos de escombros saturados que pueden desplazarse sobre laderas o cauces en forma de coladas. Ambos problemas se tratan más adelante.

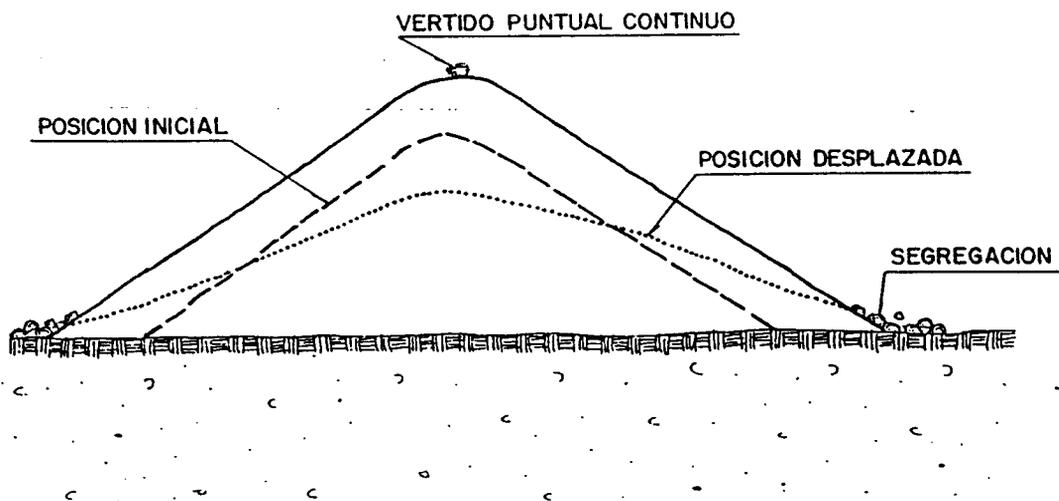


Fig. 19.5 Desplazamiento de vertidos sucesivos.

## 19.4 Cálculos de estabilidad

Para la determinación del coeficiente de seguridad se utilizarán los métodos habituales de la Mecánica del Suelo, teniendo en cuenta las eventuales redes de filtración.

Los métodos principales ya se han indicado en el Cap. 10 al tratar de las presas de residuos.

Debe advertirse que un cálculo riguroso exigiría considerar la anisotropía de los escombros, las variaciones de resistencia con los niveles de tensiones en cada punto de la eventual superficie de deslizamiento, efectos de forma, etc. Sin embargo, no está justificado tal refinamiento dado el tipo de estructura y la gran incertidumbre respecto a la naturaleza de los escombros y sus variaciones a lo largo de la vida de la estructura.

En función de lo indicado en el apartado anterior se investigarán los mecanismos de rotura más probables en función de la geometría del sustrato de apoyo y de la naturaleza de los escombros.

Existen, sin embargo, algunos casos que permiten un tratamiento directo y específico:

### a) Estabilidad del talud de escombros.

Con aproximación suficiente el coeficiente de seguridad viene dado por

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta}$$

$\phi'$ :  $\neq$  ángulo de rozamiento interno efectivo.  
 $\beta$ : ángulo de talud.

Debe quedar garantizado para usar este criterio que la red de filtración no incide sobre el talud sino que esto es evitado por la presencia de un sistema eficiente de drenaje y que la altura saturada bajo la coronación, no excede del 40 por 100 de la altura máxima.

Si pueden establecerse filtraciones debe hacerse una estimación de las posibles líneas de corriente. Simplificando el problema a una red de corriente de trayectorias paralelas de inclinación  $\alpha$  (fig. 19.6a) se tiene

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} \left[ 1 - \frac{\cos \alpha}{\cos \beta \cos (\beta - \alpha)} \right]$$

En escombreras en manto en las que las filtraciones no llegan a aflorar en el talud por ser la base suficientemente permeable puede admitirse una filtración paralela al mismo a una distancia vertical  $z_w$  que puede tomarse (fig. 19.6b):

Escombreras	$z_w$
Muy permeables	4 m.
Permeables	3 m.
Poco permeables	1 m.

En este caso

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \left( 1 - \frac{z_w}{h} \frac{\gamma_w}{\gamma} \right)$$

siendo

$h$  la potencia vertical del manto de escombros

$\gamma$  y  $\gamma_w$  los pesos específicos de los escombros y del agua respectivamente.

En escombreras de ladera en zonas de alta pluviometría puede darse una situación como la de la figura 19.7a.

Puede aproximarse el coeficiente de seguridad considerando un trazado bilineal del nivel freático, de donde resulta, con las notaciones de la fig. 19.7b:

$$F = \left[ \frac{\operatorname{ctg} \theta - M(a_2/a_1) - A \operatorname{tg} \theta}{1 + A} \right] \operatorname{tg} \phi'$$

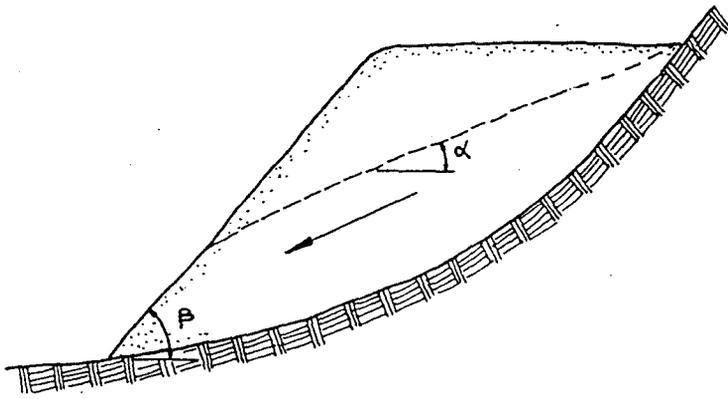
$$\text{siendo } M = \frac{2 \gamma_w}{\gamma \operatorname{sen} 2 \theta}$$

$$A = \frac{\gamma_w h^2 \operatorname{ctg} \theta}{2a_1 \gamma}$$

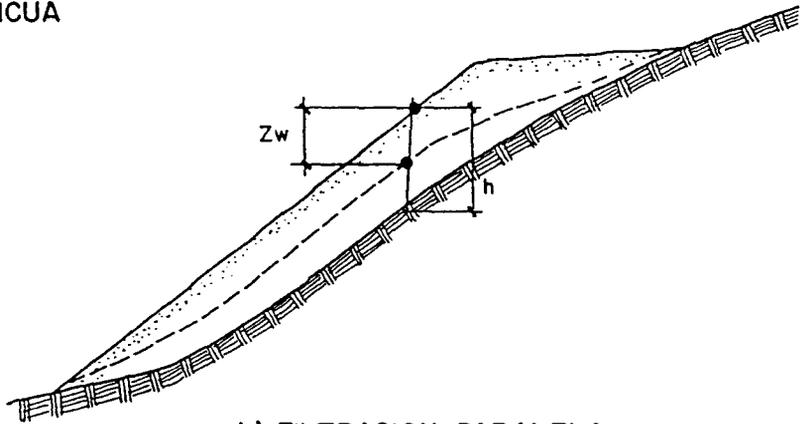
$$a_1 = \frac{1}{2} H^2 (\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \beta) - \frac{1}{2} H_T^2 \operatorname{ctg} \theta$$

$$a_2 = \frac{1}{2} H_w^2 (\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \beta) - \frac{1}{2} h^2 \operatorname{ctg} \theta$$

$H_T$  es la profundidad de una eventual grieta de tracción formada a una distancia  $L$  del borde del talud. Deben tantearse varias posiciones de dicha grieta, si bien puede partirse de  $L = H/3$  y  $H_T = H - (L + H \operatorname{ctg} \beta) \operatorname{tg} \theta$ .

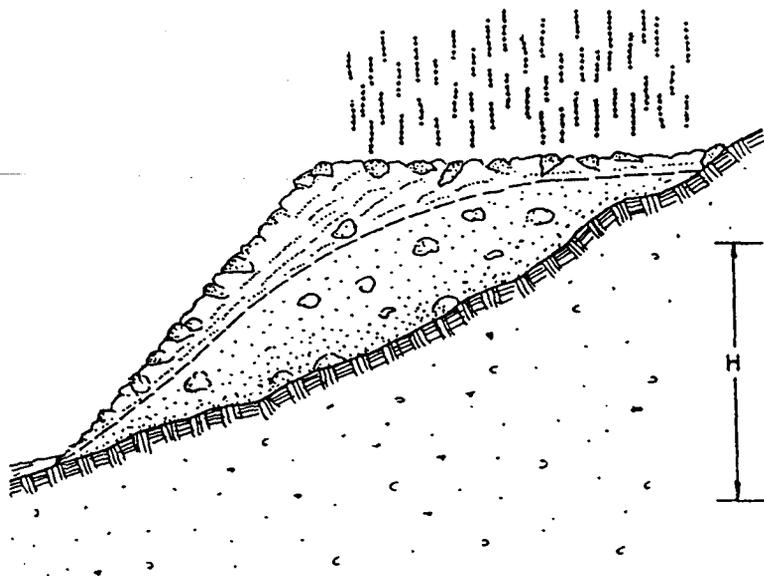


a) FILTRACION OBLICUA

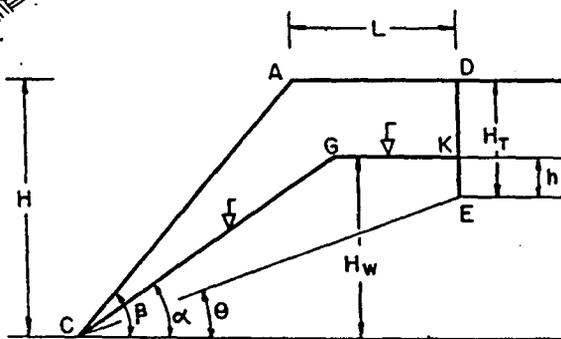


b) FILTRACION PARALELA

Fig. 19.6 Filtraciones a través de una escombrera.

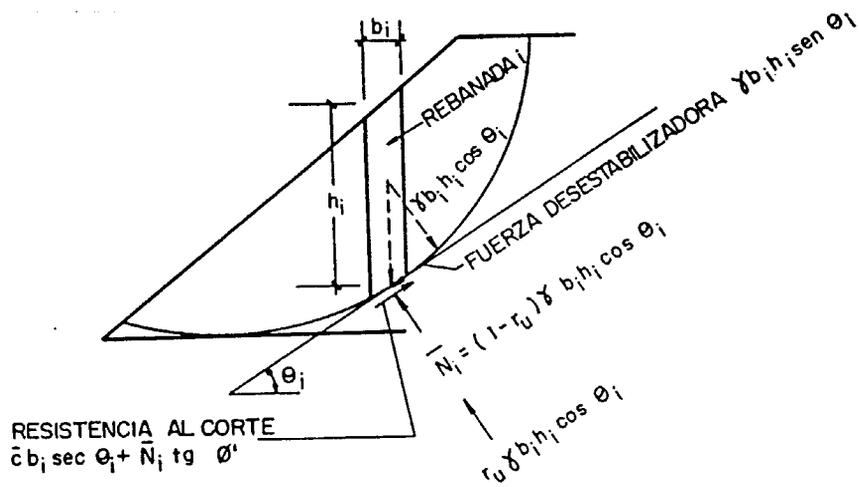


a)

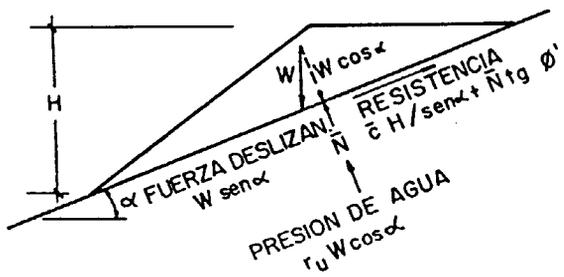


b) NOTACION Y GEOMETRIA

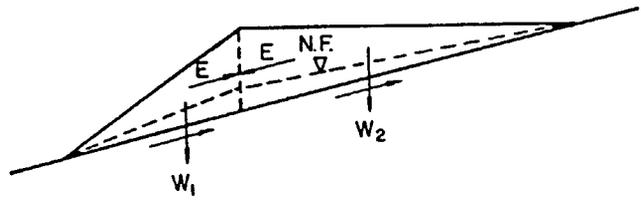
Fig. 19.7 Simplificación bilineal de la filtración (ref. [78]).



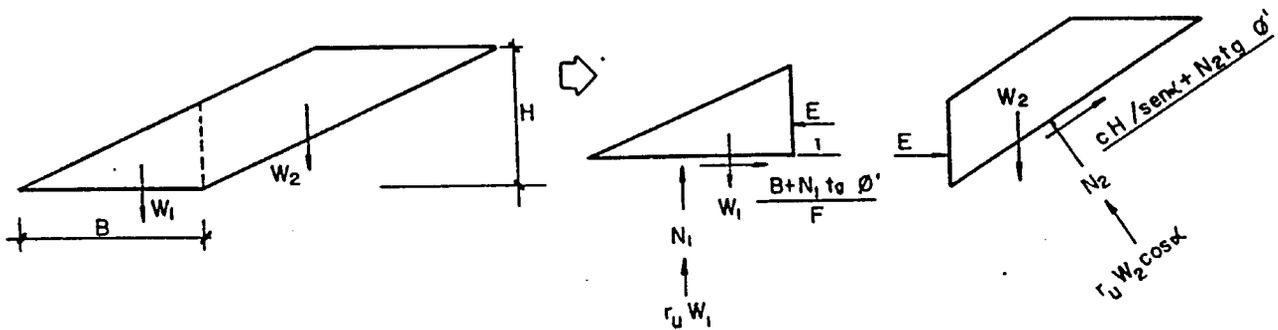
d) METODO DE REBANADAS



b) BLOQUE MONOLITICO SOBRE BASE PLANA



c) BLOQUE SOBRE BASE PLANA DIVIDIDO EN DOS CUÑAS.



d) BLOQUE SOBRE APOYO CONCAVO DIVIDIDO EN DOS CUÑAS

Fig. 19.8 Hipótesis usuales en cálculos de estabilidad.

En el caso de acciones sísmicas y en escombreras bien drenadas el coeficiente de seguridad puede estimarse por

$$F = \frac{\text{tg } \phi' (1 + \text{SV} - \text{SH} \text{tg } \beta)}{(1 + \text{SV}) \text{tg } \beta + \text{SH}}$$

siendo SH y SV los coeficientes sísmicos horizontal y vertical respectivamente o porcentajes que representa la aceleración sísmica respecto a la de la gravedad.

Cuando exista riesgo sísmico debe garantizarse que la circulación de agua, de existir, quede lejos del paramento exterior, extremando las medidas de drenaje.

b) *Deslizamiento por el cimient*

En muchos casos la estabilidad de la escombrera viene condicionada por la resistencia al corte del contacto con el terreno natural. La situación es especialmente crítica cuando dicho contacto está inclinado (escombreras de ladera) y el terreno es de tipo arcilloso o margoso saturado, con ángulos de rozamiento efectivo inferiores a 20°.

Para escombreras homogéneas sin flujo de agua y poco espesor de cimient blando, el ángulo de rozamiento requerido en el contacto para el equilibrio estricto (F = 1) puede deducirse de la Tabla 19.2. Para otro coeficiente de seguridad, deberá ser

$$\text{tg } \delta_r = \frac{\text{tg } \delta}{F}$$

En casos más complejos debe tener en cuenta la geometría real del contacto y la posible altura de agua freática en la masa de la escombrera (generalmente mediante  $r_u = 0,1$ )\*. Para su apoyo sobre laderas cóncavas deben tantearse superficies de deslizamiento curvas, según los métodos indicados en el Ap. . El problema también puede aproximarse por el método de las cuñas, al igual que en el caso de apoyo plano. En la fig. 19.8 se muestran algunas hipótesis usuales sobre las fuerzas actuantes.

\*  $r_u$  es la relación entre la presión intersticial en un punto de la superficie de deslizamiento y la sobrecarga de escombros en el mismo punto.

La incógnita más difícil de determinar es el empuje en la cara de contacto entre cuñas. Se queda del lado de la seguridad suponiendo que es horizontal. También puede suponerse que tiene inclinación  $\phi$  y corresponde al empuje activo (escombros flojos sobre cimient blando) o al empuje en reposo (escombros compactados y/o cimient relativamente resistente).

Pueden encontrarse ábacos para los casos más frecuentes en las referencias [27], [52], [55], etc.

c) *Rotura de pie*

En el caso que exista un espesor apreciable de terreno blando puede producirse una *rotura profunda* afectando al pie de la escollera y al cimient. Para apoyo horizontal puede utilizarse la fig. 19.9. Si el apoyo es inclinado deben hacerse un estudio específico, si bien, debe evitarse este tipo de implantaciones.

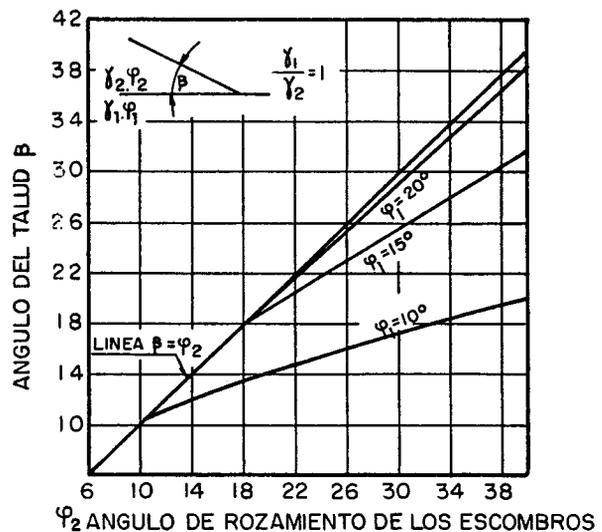
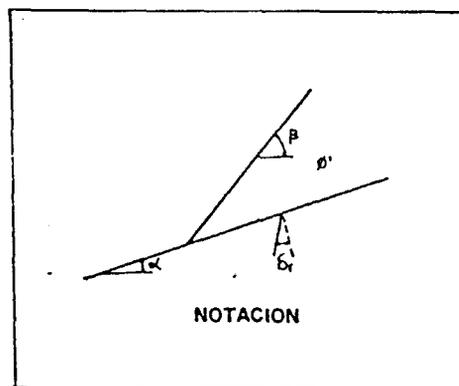


Fig. 19.9. Talud de equilibrio sobre cimient de menor resistencia (ref. [60]).

TABLA 19.2

ANGULO DE ROZAMIENTO REQUERIDO  
EN EL CIMIENTO INCLINADO DE UNA ESCOMBRERA  
PARA EL EQUILIBRIO ESTRICTO  
 $\delta_r$  (F=1) (SEGUN REF. [33]).

Angulo $\alpha$ (°)	Inclinación de la escombrera $\beta$	Angulo rozamiento interno de los escombros $\phi'$ (°)						
		15	20	25	30	35	40	45
5	5	5	5	5	5	5	5	5
	10	8.3	7.6	7.1	6.7	6.4	6.1	5.9
	15	14.2	10.8	9.6	8.7	7.9	7.3	6.8
	20		17.6	12.7	10.9	9.6	8.6	7.8
	25			20.2	13.9	11.7	10.2	9.0
	30				21.9	14.6	12.1	10.3
	35					22.7	14.8	12.0
	40						22.8	14.6
	45							22.4
10	10	10	10	10	10	10	10	10
	15	14.8	13.0	12.4	11.9	11.5	11.2	10.9
	20		18.9	15.3	14.1	13.2	12.5	11.9
	25			22.1	17.0	15.2	14.0	13.1
	30				24.4	18.0	15.9	14.4
	35					25.8	18.5	16.1
	40						26.3	18.6
	45							26.3
	15	15	15	15	15	15	15	15
20			19.7	17.8	17.1	16.6	16.3	16.0
25				23.6	19.9	18.6	17.8	17.1
30					26.6	21.3	19.6	18.4
35						28.6	22.2	20.1
45							29.7	22.5
20	20		20	20	20	20	20	20
	25			24.6	22.6	21.9	21.4	21.1
	30				28.3	24.5	23.2	22.4
	35					31.0	25.7	24.0
	40						32.7	26.4
	45							33.6
25	25			25	25	25	25	25
	30				29.5	27.4	26.7	26.3
	35					33.1	29.1	27.9
	40						35.5	30.1
	45							36.9
30	30				30	30	30	30
	35					34.5	32.2	31.5
	40						37.8	33.7
	45							40.0
35	35					35	35	35
	40						39.4	37.0
	45							42.4
40	40						40	40
	45							44.3



d) *Problemas dinámicos*

Las escombreras pueden dar lugar a los dos tipos de problemas dinámicos que se comentan a continuación:

*Coladas de escombros*

En escombreras de valle o ladera saturadas, bien por infiltración superficial o por oclusión de

manantiales, el material puede fluir pendiente abajo formando auténticas coladas con gran capacidad erosiva y de impacto. Un fenómeno análogo puede darse cuando el pie de una escombrera de ladera es socavado por una arroyo de fuerte pendiente y los escombros se deslizan sobre el cauce, siendo arrastrados por las aguas.

También se ha observado que el desmoronamiento de una escombrera sobre un coluvial are-

noso o el cauce de un torrente de montaña formado por sedimentos granulares flojos puede dar lugar a la licuefacción por impacto de estos sedimentos, los cuales fluyen ladera abajo como un líquido de baja viscosidad.

Se han observado en los flujos de escombros velocidades de 3 a 9 m/s y calados de 1 a 4 m.

El problema teórico de la determinación de las características de estos flujos dista mucho de estar resuelto, aunque empieza a existir literatura sobre el tema.

Una estimación de la distancia alcanzada por los escombros puede obtenerse por (ref. [56]):

$$X_L = \frac{v^2}{2G}$$

$$\text{con } V = V_0 \cos(\theta_1 - \theta_d) \left( 1 + \frac{g h_0 \cos \theta_1}{2V_0^2} \right)$$

(velocidad del flujo)

$$\text{y } G = g(\sin \theta_d - S_f \cos \theta_d) \quad (\text{aceleración})$$

siendo (fig. 19.10):

- $\theta_1$ : ángulo de inclinación en el comienzo del flujo. Puede tomarse igual al ángulo del talud de la escombrera
- $\theta_d$ : ángulo medio del cauce o ladera sobre el que fluyen los escombros
- $V_0$ : la velocidad inicial de los escombros (2-3 m/s para escombreras bajas ( $H < 12$  m.) o 3-5 m/s para las altas)
- $h_0$ : el calado inicial, deducido el volumen de escombros movilizable repartido en la sección del cauce =  $H/3$

$S_f$ : es un coeficiente de rozamiento de los escombros que puede estimarse por

	$S_f$
Escombros finos arcillosos	0,10
Escombros finos arenosos	0,30
Escombros gruesos arenosos	0,45
Gravas, bolos y bloques	0,60

Al final del movimiento los escombros quedan con un ángulo de reposo que depende de su naturaleza, contenido de agua en el flujo y forma del cauce por el que discurren. Se han medido ángulos de  $10^\circ$  a  $14^\circ$  para cauces abiertos y entre  $8^\circ$  y  $12^\circ$  para cauces encajados. En escombros de muy baja resistencia el ángulo final puede ser de sólo  $4^\circ$ .

#### Ejemplo

Una escombrera de 20 m. de altura y talud 1,5(H):1(V) está situada sobre una ladera de  $25^\circ$ . Los escombros son gruesos y arenosos. Se quiere hallar la distancia que recorrería el flujo de escombros en caso de rotura por saturación.

$$\theta = \text{arc.tg} \left( \frac{1}{1,5} \right) = 33,6^\circ; \theta_d = 25^\circ; S_f = 0,45$$

$$V_0 = 4 \text{ m/s} \quad h_0 = 20/3 = 6,70 \text{ m}$$

$$V = 4 \cos 8,6^\circ \left( 1 + \frac{9,8 \times 6,70 \times 0,83}{2 \times 4^2} \right) = 10,7$$

$$G = 9,8 (0,423 - 0,45 \times 0,906) = 0,15; \quad X_L = 763 \text{ m}$$

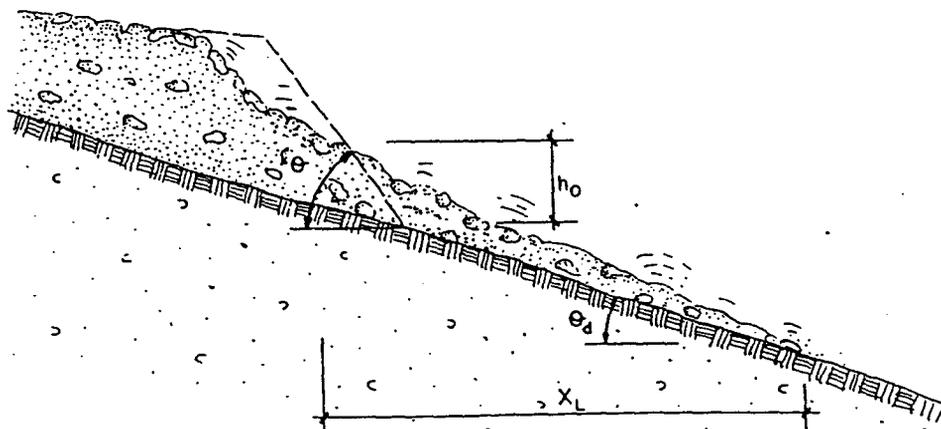


Fig. 19.10 Flujo de escombros.

Evidentemente esta distancia vendría limitada por la longitud de la ladera o el paso de la misma a una pendiente más suave.

#### Rodadura de piedras

Cuando en las proximidades del pie de la escombrera existan instalaciones, viales, etc., debe prevenirse la rodadura de piedras que, cayendo por el talud, puedan alcanzar tales zonas.

El mayor peligro es cuando se vierten grandes bloques desde volquete sobre escombros duros de menor tamaño y en taludes de gran altura.

La protección frente a bloques rodantes puede conseguirse mediante:

- zanjas o cunetones de retención
- muros de pie
- barreras de carriles, cables elásticos, etc.

Para el dimensionamiento de las zanjas de retención pueden seguirse las indicaciones de la fig. 19.11.

Un análisis interesante del movimiento de bloques o piedras sobre taludes es el contenido en la ref. [49].

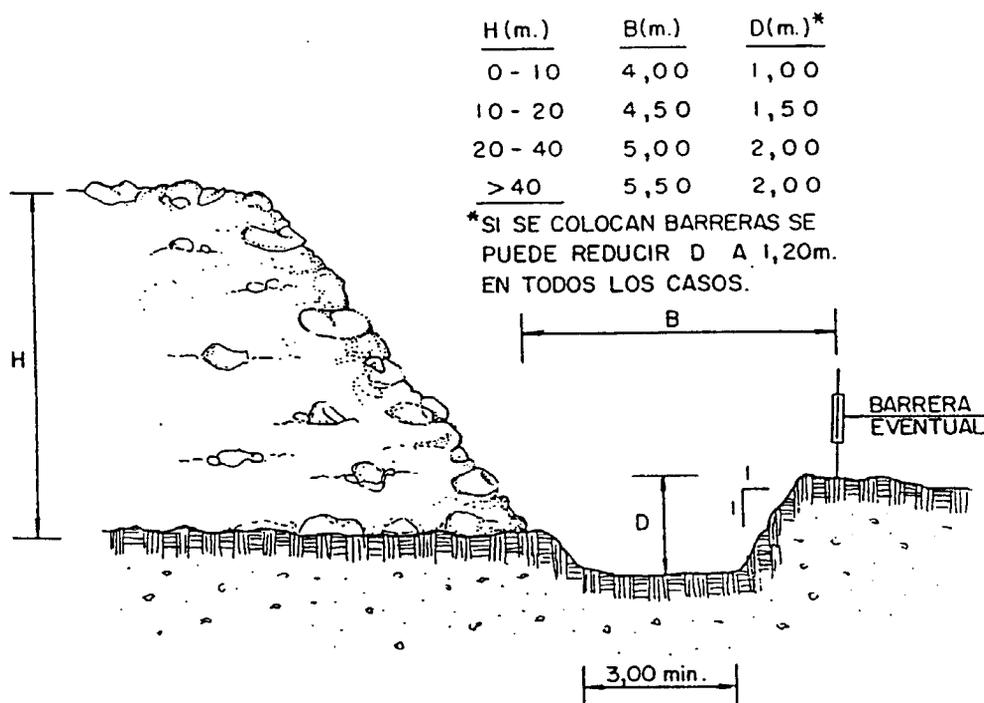


Fig. 19.11 Contención de piedras rodantes.

## 20. HIDROLOGIA Y DRENAJE

En el comportamiento de las escombreras son de importancia fundamental los efectos del agua.

En las escombreras situadas en vaguadas deben estimarse a partir de datos pluviométricos y de las características de la cuenca receptora, los caudales de agua que pueden incidir sobre el depósito de estériles, con el fin de darles la

oportuna evacuación y evitar problemas de estabilidad y erosión. Para estas estimaciones se tendrá en cuenta lo indicado para las balsas de estériles en el Ap. 9.1 y en el Apéndice 1.

En principio las escombreras no son estructuras previstas para retener agua o lodos por lo que deben evitarse embalses de líquidos tras

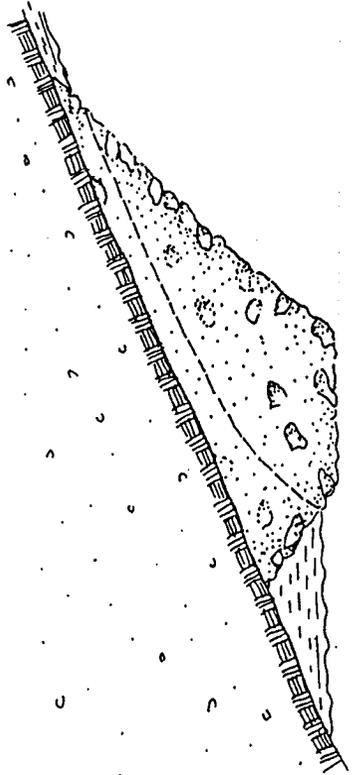


Fig. 20.1

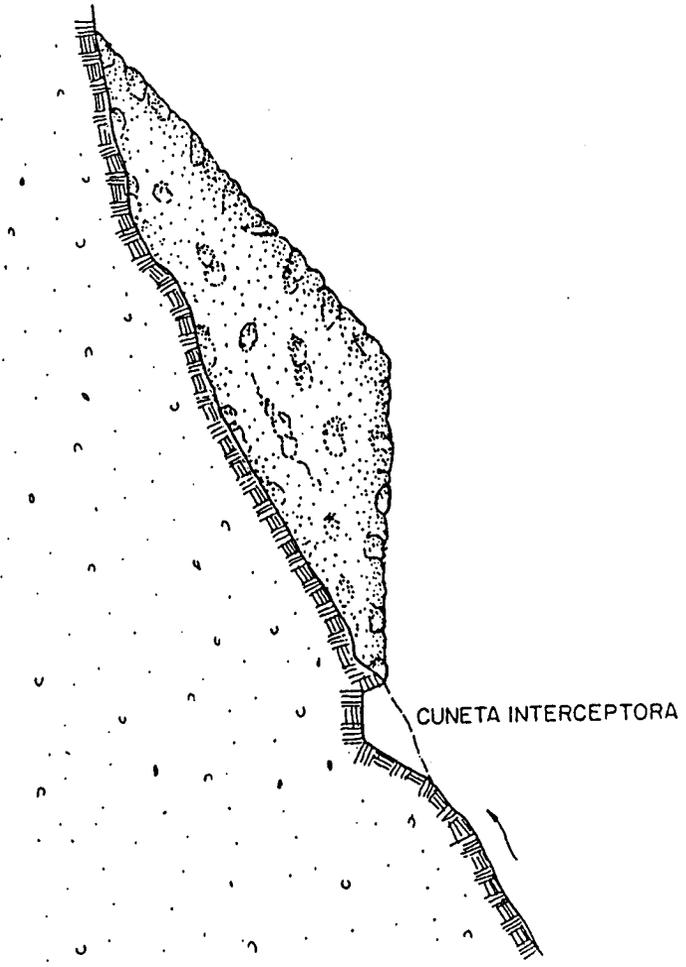


Fig. 20.2

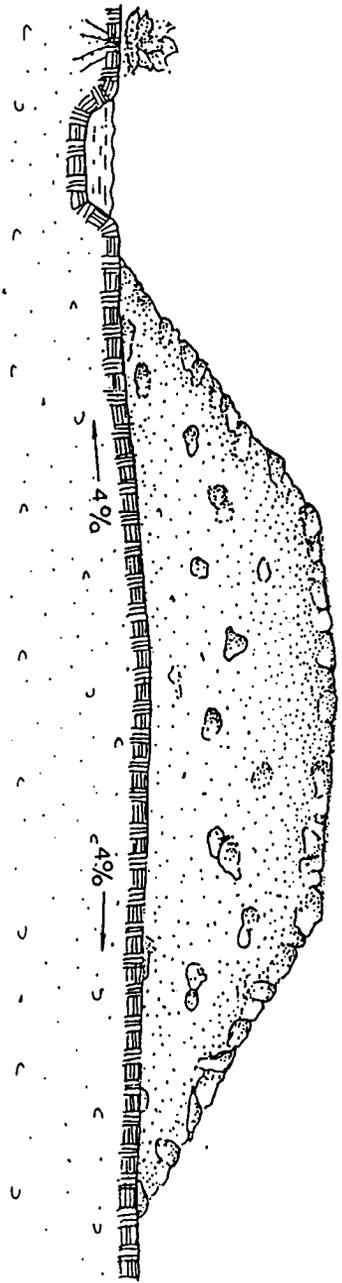


Fig. 20.3

las mismas y el establecimiento accidental de mantos freáticos en su interior (fig. 20.1).

Para la recogida de aguas de escorrentía deben disponerse zanjas de intercepción ladera arriba de la escombrera, asegurando su limpieza y mantenimiento (fig. 20.2).

En la ejecución de zanjas debe procurarse no alterar las condiciones de equilibrio de la ladera. Su profundidad no debe ser superior a 1,20 m. Cuando sea necesario por razones de estabilidad o contaminación estas zanjas se ejecutarán como cunetas revestidas.

En la evacuación ladera abajo deben limitarse las pendientes o intercalar partidores para evitar erosiones remontantes.

La zanja o cuneta interceptora perimetral debe prolongarse hasta el pie de la escombrera, de donde arrancará el dren colector final de desagüe.

Si el frente de la escombrera avanza con los vertidos sucesivos la ejecución de la cuneta de pie se pospondrá hasta la situación final, realizando cunetas provisionales de desagüe para las situaciones intermedias.

En el caso de escombreras exentas, sobre terreno llano e impermeable la base de apoyo debe conformarse con una pendiente mínima del 4 por 100 hacia el exterior de forma que las lluvias infiltradas no queden formando bolsadas en el núcleo de la escombrera (fig. 20.3).

Si el agua freática tuviera carácter artésiano y estuviera próxima a la base de la escombrera deberá estudiarse la reducción de presiones mediante pozos de alivio o sistemas equivalentes.

Para la evacuación de caudales importantes acumulados contra un dique de escombros son preferibles los aliviaderos encajados en la ladera (ver Ap. 9.1.3) a las galerías drenantes atravesando el cuerpo de la escombrera ya que éstas son susceptibles de roturas y obstrucciones.

No obstante, en algunos casos se ha recurrido a las galerías por dificultades de ubicación de aliviaderos.

Las galerías pueden ser de trazado recto (fig. 20.4) o conectadas a una chimenea que se va recreciendo con la escombrera (fig. 20.5).

Estas galerías deben dimensionarse de acuerdo con las reglas usuales, teniendo en cuenta la rigidez del conducto y de la cimentación, así como las condiciones de implantación (exentas, en zanjas, etc.).

Deberá considerarse la carga geostática máxima previsible en la vida de la escombrera, con los coeficientes de mayoración correspondientes a la rigidez del sistema, nunca inferior a 1,5.

En instalaciones importantes debe procurarse que las galerías de drenaje sean visitables para corregir cualquier rotura u obstrucción. El diámetro nunca debe ser inferior a 0,80 m. Un diseño típico se indica en la fig. 20.6.

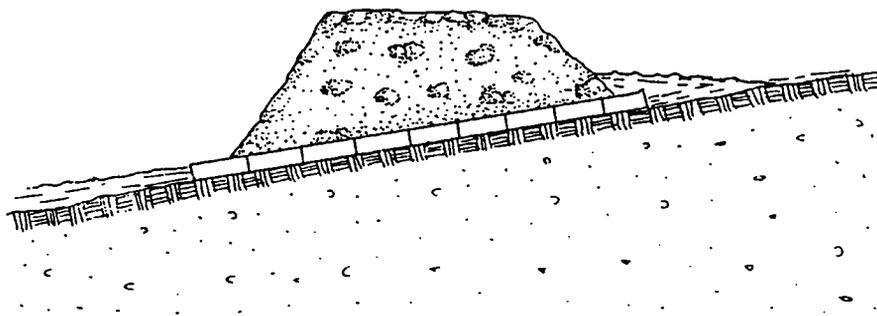


Fig. 20.4 Conducto de desagüe de aguas acumuladas contra una escombrera.



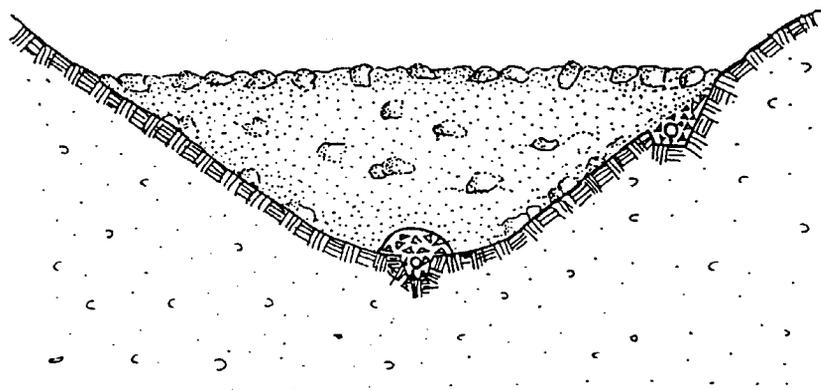


Fig. 20.7 Dren de fondo.

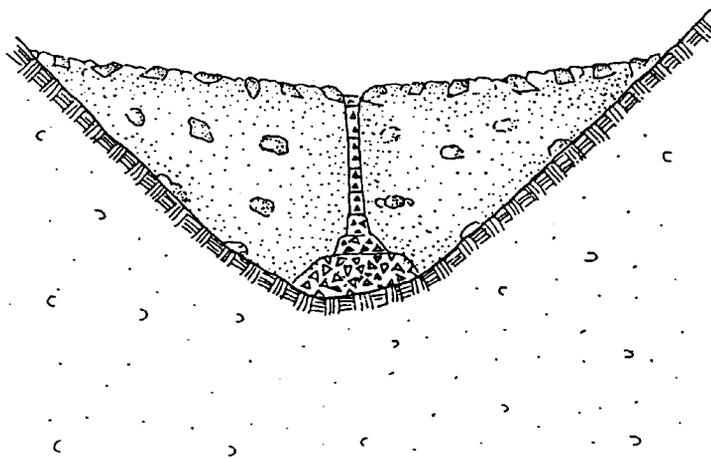


Fig. 20.8 Núcleo drenante longitudinal.

Deberán disponerse juntas a separaciones de unos 5 diámetros en el caso de apoyo sobre roca y de 1 diámetro en el caso de cimientos muy blandos ( $E \approx 100 \text{ kp/cm}^2$ .) interpolando para casos intermedios.

En la elección del material constitutivo de las galerías deberá tenerse en cuenta la agresividad de los escombros y de las aguas filtrantes o drenadas.

Deberán estudiarse con detalle las obras de toma y evacuación de los drenajes de forma que no puedan inducirse problemas de estabilidad o erosión.

En galerías de gran longitud, difícilmente visitables, deben disponerse pozos de registro a distancias no superiores a 100 m. Lo mismo es aplicable en los puntos de confluencia de ramales de galería de longitud superior a 100 m.

Sólo en casos excepcionales puede permitirse la filtración a través del cuerpo de la escombrera. En estos casos deberán estudiarse las correspondientes redes de filtración y disponer los oportunos tapices drenantes o drenes discontinuos, con filtros adecuados, para evitar que las presiones intersticiales y de filtración puedan afectar a la estabilidad de los taludes o dar lu-

gar a fenómenos de erosión interna, sifonamiento, etc. (ver Cap. 21, fig. 21.3).

En algunos casos puede disponerse un desagüe de fondo (fig. 20.7) o un núcleo drenante longitudinal en el eje de escombreras que ocupan vaguadas con aportaciones permanentes no muy importantes (fig. 20.8). Este núcleo debe estar adecuadamente proyectado como elemento filtrante.

Las instalaciones de evacuación deben dimensionarse para desaguar el máximo volumen embalsable en un plazo máximo de 24 horas, asegurando siempre un resguardo mínimo de 1 m.

## 21. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

El método de formación de la escombrera tiene importancia sobre la homogeneidad y estabilidad de la misma, predominando, según los casos, la estratificación horizontal o la paralela al talud. En la fig. 21.1 se muestran algunos esquemas usuales.

Análogamente debe considerarse con cuidado el sistema de vertido.

El vertido directo desde camión o desde cinta sólo es admisible en escombreras en manto o de pequeña envergadura y cuando no exista riesgo de daños al pie por rodadura de piedras. Es peligrosa la aproximación de los volquetes al borde de vertido.

En general los escombros deben depositarse a una distancia no inferior a 3 m del borde de la plataforma, empujándolos posteriormente mediante un bulldozer o pala. A veces puede ser necesario incluso compactarlos para mejorar la estabilidad del talud.

Estas prescripciones son especialmente importantes en el caso de existir grandes bloques que puedan rodar talud abajo.

En la figura 21.2 se indican algunos métodos combinados calificando su idoneidad.

El recrecido de las plataformas debe realizarse de la forma más homogénea posible, por capas o tongadas horizontales no superiores a un

metro o lo previsto en el sistema de compactación, si ésta resulta necesaria. Debe evitarse adosar escombros a montones o plataformas mucho más altas ya que ello puede dar lugar a zonas flojas e inestables.

Debe procurarse conseguir la máxima homogeneidad en cada zona de la escombrera, de forma que no se combinen en un mismo perfil escombros de distinta naturaleza.

Los escombros finos, plásticos, estériles de lavadero o recubrimiento arcilloso deben depositarse en zonas encajadas, de estabilidad asegurada, o en las partes más retranqueadas de la escombrera, a distancias del talud no inferiores al 70 por 100 de la altura. Debe procurarse no crear bolsas blandas de más de 3 m de espesor en una misma vertical, repartiendo los vertidos de la forma más discontinua posible en el seno de la escombrera.

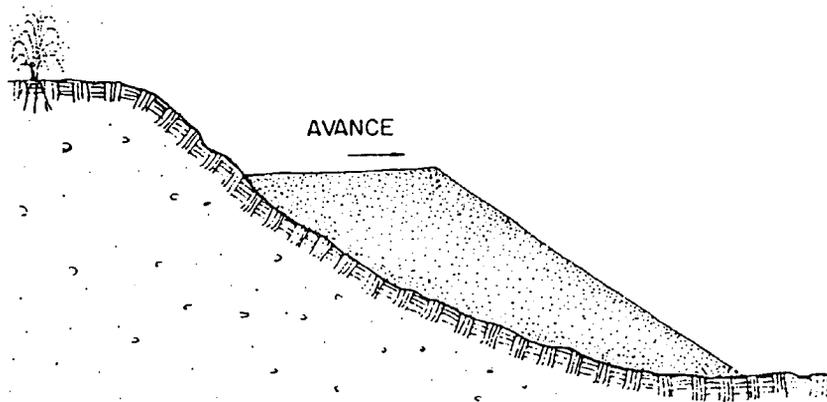
Cuando entre los escombros aparezcan esporádicamente elementos finos o arcillosos se evitará verterlos en vaguadas o zonas deprimidas, ya que al cortar el drenaje vertical en estas zonas de mayor acumulación de agua infiltrada, el flujo hacia los taludes puede crear problemas de inestabilidad.

Cuando alternen con los escombros rocosos monteras terrosas, materiales alterados o muy meteorizados que puedan constituir capas o bolsas impermeables en la masa de la escombrera, éstas se verterán en zonas localizadas formando por delante de las mismas un dique de material granular, eventualmente complementado con medidas suplementarias de drenaje para garantizar la estabilidad del conjunto (fig. 21.3).

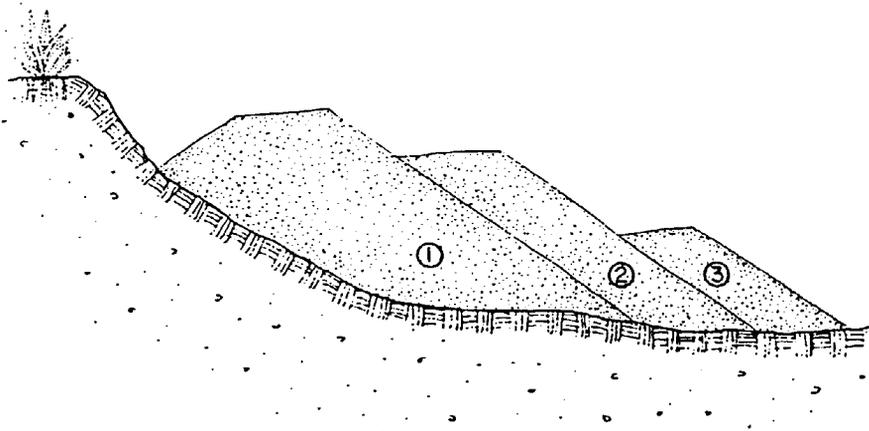
Salvo en instalaciones especialmente controladas *se proscriben la combinación de escombros de mina y residuos o lodos de lavadero.*

En el caso de escombros finos degradables debe procurarse que no se formen blandones en las plataformas que puedan dar lugar a charcos o acumulación de agua.

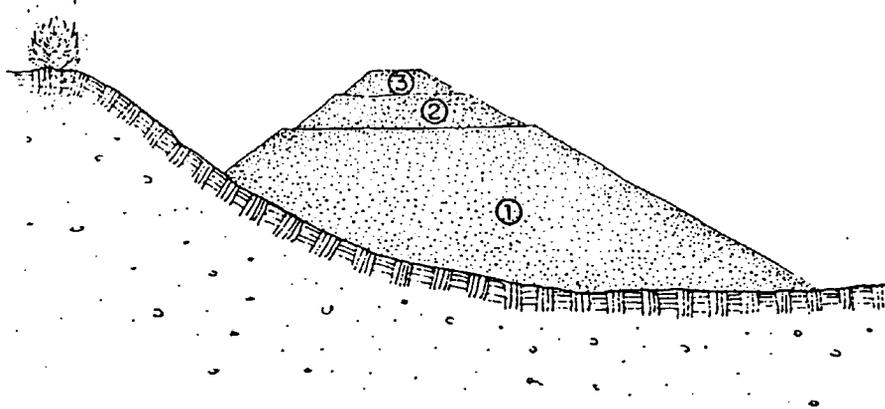
Es recomendable suspender los vertidos en épocas de fuertes lluvias, que podrían inducir movimientos anormales de escombros sobre los taludes.



d) ENSANCHE POR VERTIDO DESDE PLATAFORMA FIJA



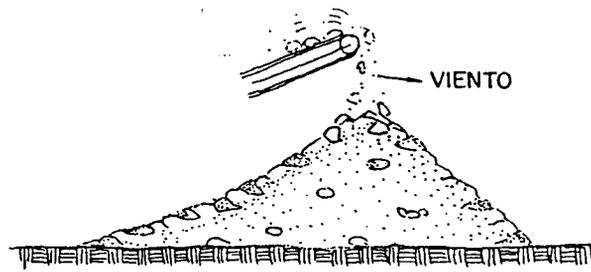
b) FASES ADOSADAS



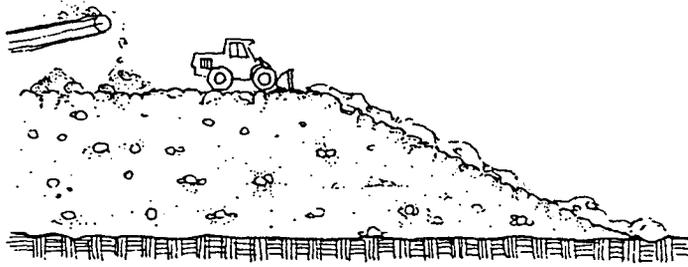
c) FASES RETRANQUEADAS Y SUPERPUESTAS

**NOTA:** EN LOS CASOS b) y c) EL AVANCE ES PERPENDICULAR A LA FIGURA.

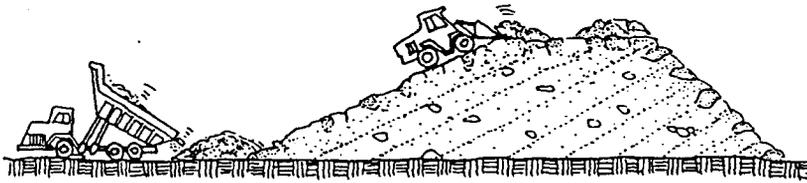
Fig. 21.1 Formación de escombreras.



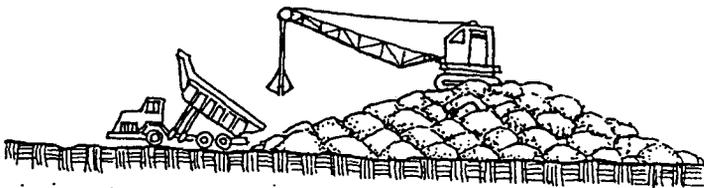
a) LIBRE DESDE CINTA (Riesgo de polvo)



b) EXTENDIDO CON BULLDOZER (Correcto)

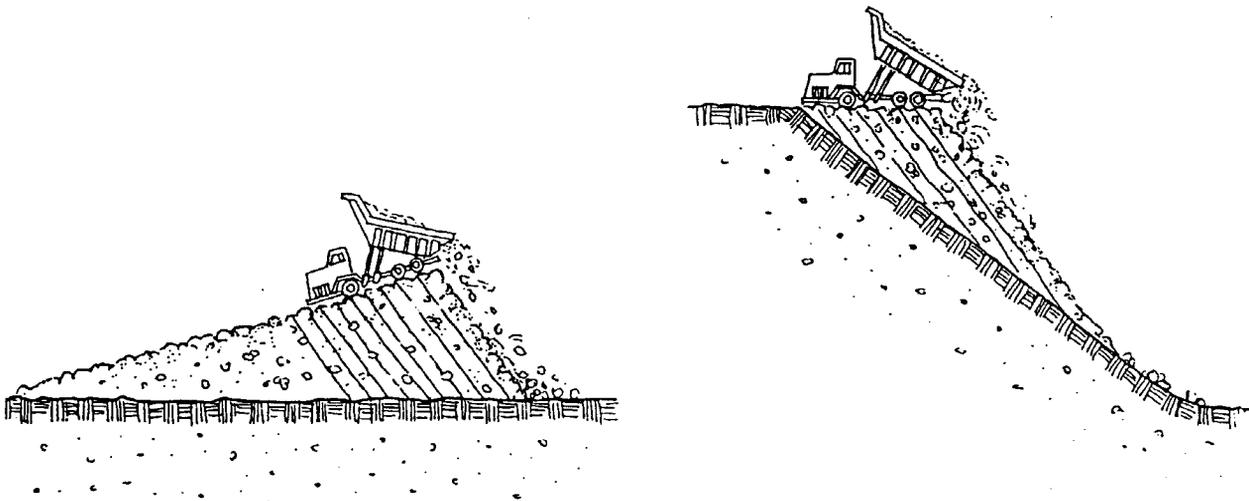


c) ELEVACION Y EXTENDIDO CON BULLDOZER (Costoso)

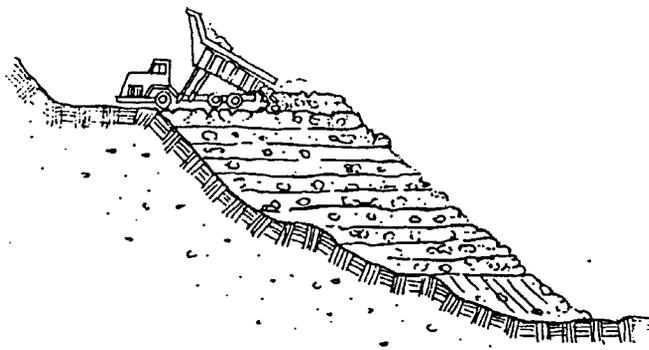


d) EXTENDIDO CON BIVALVA (Costoso)

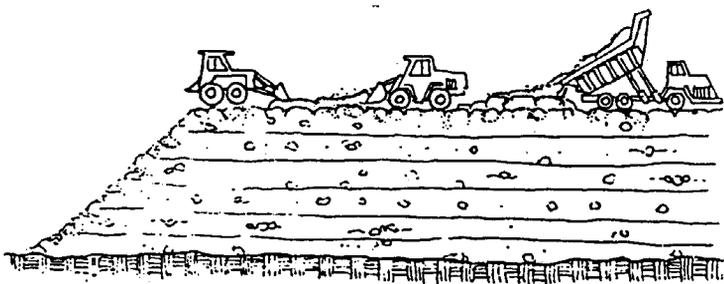
Fig. 21.2 Modalidades de vertido.



e) VERTIDO DIRECTO DESDE CAMION ( Peligroso )



f) VERTIDO Y EXTENDIDO CON CAMION ( Problematico )



g) VERTIDO DESDE CAMION, EXTENDIDO CON BULLDOZER Y EVENTUAL CAPTACION ( Metodo ideal )

Fig. 21.2 (Continuación). Modalidades de vertido.

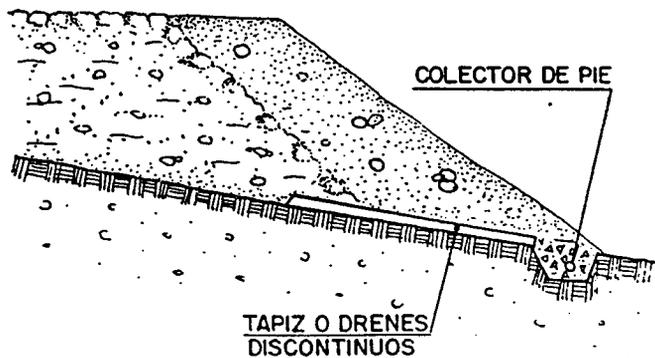
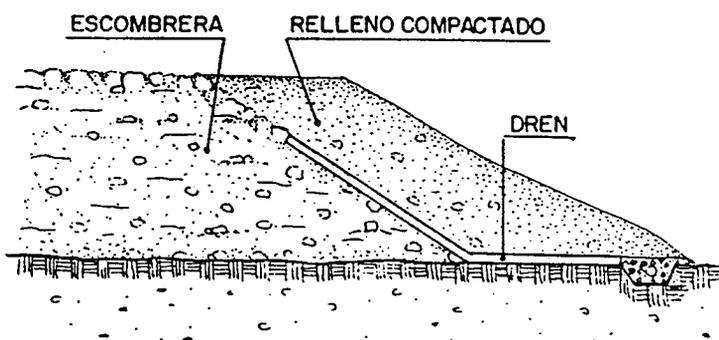
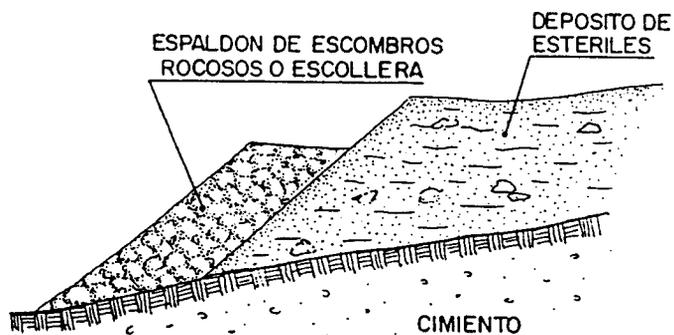
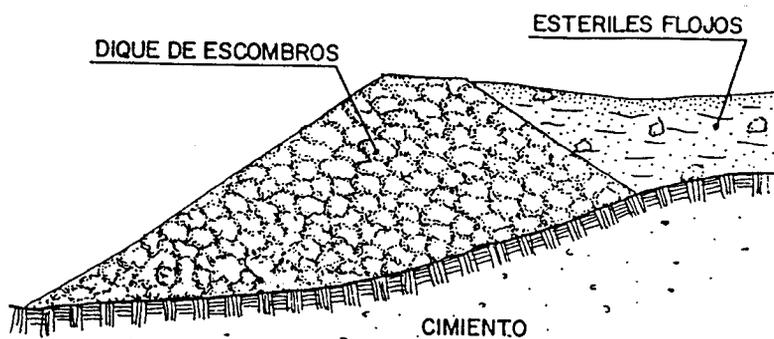


Fig. 21.3 Medidas de contención y drenaje utilizadas para el refuerzo del paramento exterior.

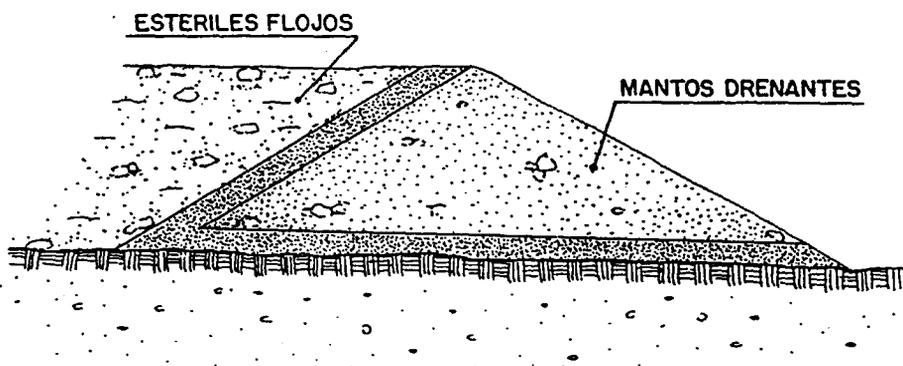
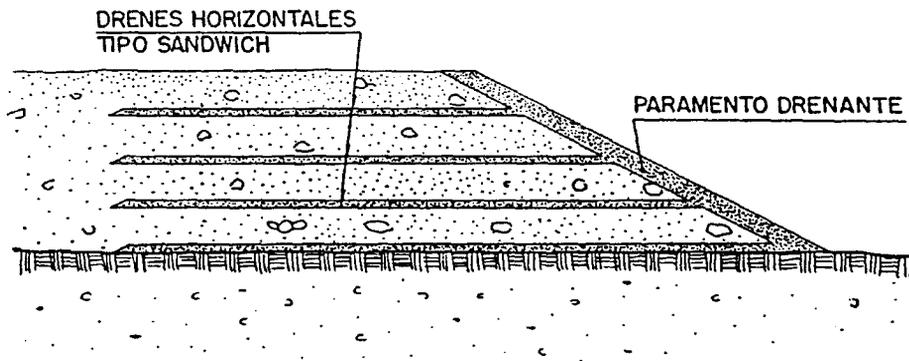
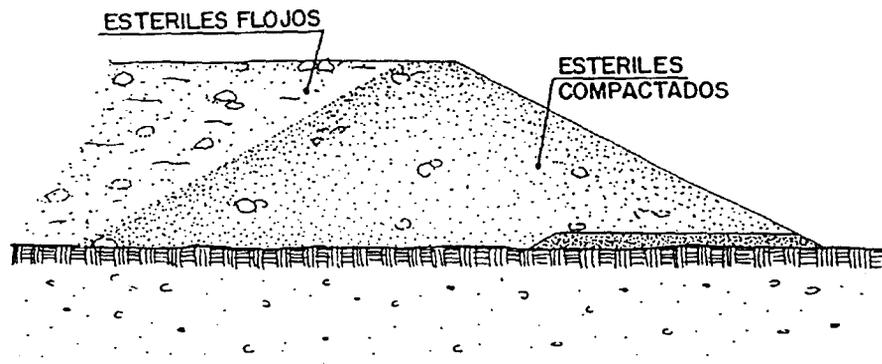


Fig. 21.3 (Continuación).

## 22. MEDIDAS DE SEGURIDAD

En la ejecución de las escombreras deben prevenirse accidentes relativamente frecuentes como son:

- El deslizamiento por el talud de los bulldozers o palas empujadoras o incluso de los dumpers de transporte y vertido<sup>(1)</sup>.
- La caída de bloques sobre personas que circulan por la zona de base de la escombrera.
- La rodadura de bloques a grandes distancias ladera abajo, llegando a afectar a edificios, carreteras, servicios, etc.
- Choques de los equipos por maniobras mal coordinadas o insuficientes plataformas de trabajo.
- Problemas de movilidad de equipos trabajando sobre taludes, zonas blandas, etc.

Los accidentes suelen aumentar en el caso de mal tiempo, escasa visibilidad, vientos fuertes, etc., siendo conveniente en estos casos reducir las operaciones.

También se plantean frecuentes problemas cuando el trabajo se realiza en las proximidades de líneas eléctricas, conducciones de agua o gas, etc., debiendo adoptarse las medidas preventivas necesarias.

Debe prestarse especial atención a la excavación de zanjas, apertura de caminos, etc., al pie de las escombreras situadas sobre laderas ya que pueden inducirse deslizamientos importantes en el caso de cimiento arcilloso.

En ningún caso se podrán excavar zanjas a menos de 3 m del pie final de la escombrera, o a menos de 1,5 veces el espesor del suelo susceptible de fluencia.

En el caso de reciclado de escombros, excavaciones para relavado, etc., debe procurarse no crear taludes demasiado elevados, aunque

se mantengan temporalmente, por trabazón o cohesión capilar.

Es aconsejable no superar en cada banco la altura alcanzable por las palas o excavadoras y en el caso de escombreras muy altas el trabajo debe hacerse por bancos, de arriba a abajo, dejando bermas cada 10 m aproximadamente.

Los trabajos de excavación deben suspenderse en épocas de lluvias intensas.

Debe limitarse al mínimo la circulación de personal al pie de los taludes en curso de excavación, acordonándolos convenientemente. También es peligroso circular por los propios taludes ya que pueden inducirse deslizamientos que arrastren a personas o equipos.

Debe evitarse igualmente el paso de conducciones de agua o drenaje sobre las escombreras ya que su rotura puede provocar la saturación y deslizamiento de los escombros. Cualquier fuga debe repararse de inmediato.

En cualquier escombrera en la que se apreciaran grietas o deformaciones indicativas de un posible deslizamiento profundo se paralizarán inmediatamente las operaciones de vertido en el área afectada, estableciendo unos piquetes de delimitación y realizando observaciones sistemáticas de movimientos, evolución de grietas, etc.

En paralelo se efectuarán los oportunos estudios del problema por personal especializado para adoptar las medidas correctoras o estabilizadoras que procedan.

Si el deslizamiento fuera inminente y pudiera ocasionar daños graves se darán los oportunos avisos y órdenes de desalojo, realizando las obras de contención, drenaje o estabilización que permita la evolución de los movimientos.

Por último, deben adoptarse las mayores precauciones para el personal que trabaje en zonas de ignición, ya que pueden sufrir intoxicaciones graves por los gases desprendidos, así como los que inspeccionen pozos o galerías de drenaje.

<sup>(1)</sup> Estos accidentes son frecuentes tras el fin de semana o períodos de interrupción del vertido lo cual provoca el asentamiento del fondo de la explanada y la formación de grietas. Es conveniente regularizar con un bulldozer antes de volcar con los dumpers.

## 23. IMPACTO AMBIENTAL

En el caso de escombros estériles gruesos y resistentes no se produce polvo ni lixiviados contaminantes por lo que el único impacto es de tipo visual y paisajístico (fig. 23.1) (ver Cap. 11).

No sucede lo mismo cuando los escombros incluyen rocas friables, terrones arcillosos, o partículas finas, lo cual da lugar en determinados climas a formación de polvo o a la polución de las aguas superficiales con barro. En estos casos es importante aplicar medidas de protección frente a la erosión, recubrimientos vegetales, etc., o disponer zanjas, cunetas o cubetas de interceptación y retención de sedimentos.

Respecto a la formación de polvo puede resultar necesario regar periódicamente los escombros para evitar una excesiva desecación de los mismos.

En el caso de escombros con componentes tóxicos o radiactivos se tendrá en cuenta lo indicado en el Apéndice n.º 2. Los aspectos correspondientes a ignición espontánea y formación de gases se tratan en el capítulo siguiente.

## 24. DEGRADACION DE LOS ESCOMBROS IN SITU-IGNICION ESPONTANEA

### 24.1 Degradación y meteorización

Los materiales depositados en las escombreras sufren una degradación o reducción de tamaños por la acción mecánica, presiones, impactos, etc., de los procesos de transporte y vertido. Por otra parte, según la naturaleza de las rocas, la acción de los agentes climáticos produce una meteorización que se traduce en transformaciones químicas, desintegración y fragmentación.

Respecto a la degradación mecánica juega un papel importante la resistencia de la roca ya que las rocas blandas como las areniscas friables, las argilitas y otros materiales margosos o deleznales se disgregan rápidamente bajo las ruedas de dumpers y bulldozers. En el caso de bloques grandes bastan los impactos de vertido para que se formen trozos del orden de la cuarta parte o menores respecto a los iniciales.

La degradación resulta menos intensa en materiales bien graduados o con porcentaje de finos superior al 25 por 100. Las roturas son mayores en bloques gruesos angulosos de rocas friables o de baja resistencia.

Respecto a la meteorización, ésta suele afectar a las capas más superficiales, si bien pueden quedar zonas alteradas en el núcleo de la escombrera si éstas han quedado expuestas a los agentes climáticos durante interrupciones prolongadas de los vertidos.

El grado de meteorización depende mucho del contenido de materiales arcillosos o margosos en los escombros o el grado de cementación de las rocas originales. El fenómeno puede verse notablemente acelerado si los escombros continen piritas o materiales expansivos.

### 24.2 Fenómenos de ignición espontánea

Es conocido el fenómeno de la combustión espontánea de los escombros de carbón, tanto en focos localizados como afectando a la totalidad de una escombrera (fig. 24.1). Los principales problemas derivados de la combustión son:

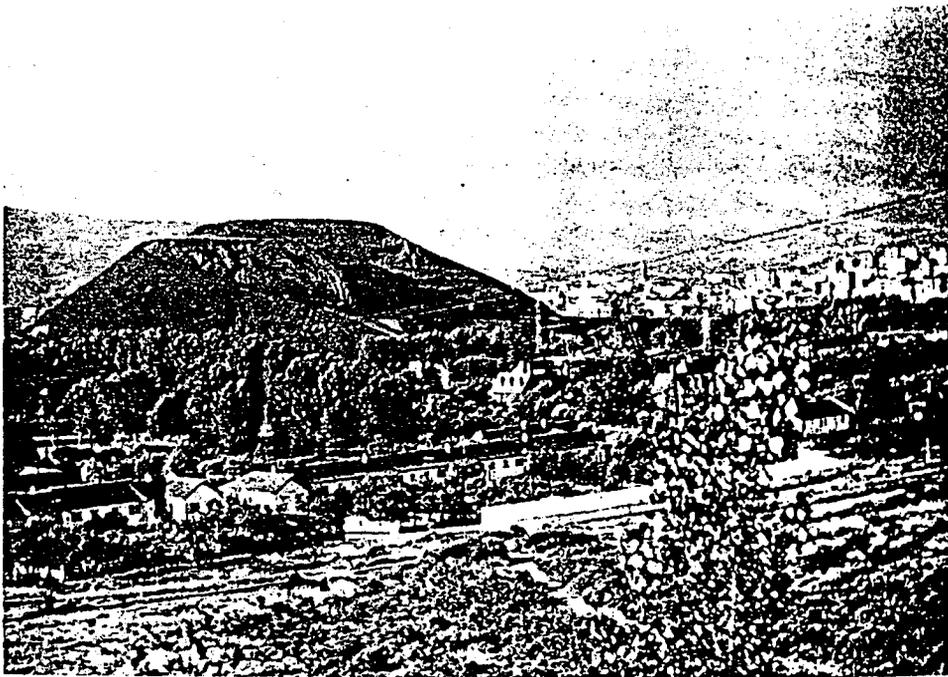
- Destrucción de eventuales reservas, recuperables por relavado.
- Producción de gases nocivos.
- Modificación de las condiciones de estabilidad de la escombrera.

Este tercer aspecto está muy poco estudiado. Por un lado las escombreras quemadas adquieren una notable cementación por fusión de minerales arcillosos pero, en fases intermedias, pueden producirse colapsos importantes o generación de presiones intersticiales de los gases de combustión que afecten a las condiciones de equilibrio.

En el riesgo de ignición incide el contenido de carbón y azufre de los escombros, la calidad del lavado, las condiciones climáticas y otros factores como los que se comentan a continuación.

#### a) *Temperaturas*

Los escombros con contenido en carbón superior a un cierto umbral ( $\geq 10\%$ ) a temperatura ambiente son oxidados de forma paulatina pero lenta, en un proceso exotérmico, en don-



*Fig. 23.1 Escobrero de desfavorable impacto paisajístico (Ponferrada).*



*Fig. 24.1 Escobreras de carbón que han sufrido ignición espontánea.*

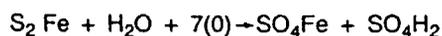
de se hace precisa la disipación del calor; de lo contrario, la temperatura se eleva rápidamente con aceleración del proceso.

Alcanzada la temperatura de ignición de los materiales que contienen celulosa (maderas, carbón...), éstos reaccionan con el oxígeno, que es aportado por el aire atmosférico, siempre que los escombros tengan permeabilidad suficiente, o bien, entran en combustión espontánea, por la acción de determinadas bacterias aerobias, con un grado de humedad específico.

En principio se pensaba que el color oscuro de los escombros favorecía un aumento de temperatura por absorción de radiación solar, pero parece que los escombros tienen una escasa conductividad térmica y la absorción de temperatura sólo afecta a una capa muy superficial.

#### b) *Presencia de sulfuros*

Las piritas contenidas en los escombros son oxidadas en determinadas condiciones según la reacción exotérmica:

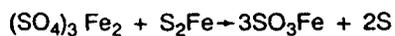


El desarrollo bacteriano, favorecido con la presencia de fósforo y nitrógeno, acelera considerablemente la oxidación piritica.

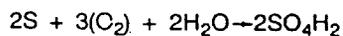
La continuación del proceso en condiciones normales es extraordinariamente lenta; sin embargo, esto se consigue mediante la acción catalítica de los tiobacilos, de acuerdo con la siguiente reacción:



El sulfato férrico formado se reduce químicamente mediante la propia piritita:



El azufre liberado favorece la combustión espontánea salvo que se convierta en ácido sulfúrico:



Si el aire existente no es suficiente para la oxidación de la piritita existe el riesgo de una hidrogenación del azufre, que es de un nivel de toxicidad superior.

#### c) *Índice de huecos*

Si el diámetro medio granulométrico de los estériles es elevado, la masa tendrá un índice de huecos grande, con lo que el aire circulará con relativa facilidad por los intersticios. En una masa de estériles con predominio de finos, la porosidad es menor, favoreciéndose la íntima ligazón entre partículas.

Para una materia carbonosa determinada, existe un índice de huecos óptimo que eleva las posibilidades de iniciarse la ignición.

#### d) *Medidas preventivas*

En función de lo antes expuesto y cuando por el contenido de residuos carbonosos, piritita y azufre sea de temer la ignición espontánea y el desprendimiento de gases nocivos, se adoptarán medidas del tipo siguiente:

- Eliminación de la vegetación y materiales combustibles de la base de la escombrera.
- Evitar depositar maderas de entibación junto con los escombros.
- Compactar los escombros en capas de espesor no superior a 0,50-0,80 m (según equipos de compactación).
- Eliminar bloques gruesos que puedan formar huecos importantes, vertiéndolos en zonas separadas.
- Intercalar periódicamente capas terrosas estériles horizontales.

No deben hacerse nuevos vertidos sobre escombreras en ignición salvo cuando se pretenda extinguir ésta.

## 25. ABANDONO DE ESCOMBRERAS

En el proyecto de una escombrera deben estar previstas las medidas a adoptar una vez finalizado el vertido de escombros, en función de las eventuales exigencias de utilización posterior implicadas en la concesión, o las reglamentaciones ambientales de la zona.

La condición fundamental es que una escombrera abandonada no pueda dar lugar a problemas de inestabilidad o contaminación, además de restituir los valores paisajísticos y asegurar la reutilización del terreno para otros usos (agrícolas, urbanos, etc.).

El tratamiento mínimo habitual consistirá en el recubrimiento vegetal, con espesores no inferiores a 30 cm, debiendo ensayarse y justificarse las especies a aplicar para asegurar un crecimiento adecuado y una propagación espontánea suficiente sobre los taludes.

En la elección de las especies vegetales se tendrán en cuenta las condiciones de acidez, escasez de nutrientes, temperatura, etc., de los residuos, aplicando si es necesario tratamientos de tierra vegetal, abonos, cubiertas de paja, etc., que favorezcan el crecimiento de las plantas y arbustos.

El recubrimiento debe iniciarse incluso antes del abandono completo, de forma que al año de realizarse la superficie protegida sea como mínimo el 60 por 100 de la expuesta.

Los aspectos de protección frente a la erosión y recubrimiento vegetal hacen necesaria una corrección del perfil de los taludes respecto a los que se forman por simple vertido, dejando preferentemente taludes  $2(H) : 1(V)$  a  $4(H) : 1(V)$ .

En estos casos se procurará que los taludes presenten una cierta concavidad (taludes más suaves en la parte baja), no se superen unos  $18^\circ$  de inclinación o la que pueda tolerar la vegetación prevista, con el límite de unos  $26^\circ$  para la maquinaria usual. Debería además, limi-

tarse el desarrollo de los taludes cada 12-15 m mediante bermas de unos 4 m de ancho mínimo y pendiente hacia el interior del 5 por 100 aproximadamente.

Estas bermas deberán llevar una cuneta de recogida e ir recebadas convenientemente para evitar que el agua se infiltre por la berma y produzca la inestabilidad del talud adyacente. En el caso de escombros arcillosos debe sopearse este riesgo frente a la utilidad de las bermas.

Cuando una escombrera pueda tener una evolución desfavorable se preverá un área de protección al pie de la misma, suficientemente aislada, para recoger los escombros desprendidos y las eventuales masas en deslizamiento.

Cuando la estabilidad pueda verse afectada por saturación accidental deberá asegurarse el mantenimiento a largo plazo de las instalaciones de drenaje, haciendo éstas registrables o visitables.

Igualmente deberá evitarse la escorrentía hacia la escombrera, disponiendo cunetas de intercepción en el contacto con el terreno natural. Dichas cunetas deben ir preferentemente revestidas para facilitar su limpieza y mantenimiento.

## 4.<sup>a</sup> Parte

### Bibliografía

#### 26.1. Bibliografía general

- [1] A.I.M.E. (1980): «Inst Int. Conf. on Uranium Mine Waste Disposal», Ed. Brawner, Vancouver, 626 p.
- [2] A.S.C.E. (1979): «Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal», 260 p.
- [3] A.S.C.E. (1982): «Dynamic Stability of Tailings Dams», Preprint 82-539.
- [4] A.S.C.E. (1970): «Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice for the Disposal of Solid Waste Materials», 13-15 junio. Ann Arbor, 883 p.
- [5] ARGALL, G. O. y APLIN, C. L. (1972-1978): «Tailings Disposal To-Day», Vols. 1 y 2. Ed. Miller Freeman Publ.
- [6] AYALA, F. J. y RODRIGUEZ ORTIZ, J. M. (1968): «Recomendaciones para el proyecto y ejecución de escombreras en la minería del carbón», *Industria Minera*, n.º 218.
- [7] AYALA, F. J. (1983): «Técnicas actuales de diseño y construcción de presas de residuos mineros, metalúrgicos y energéticos», *Industria Minera*, n.º 225.
- [8] BERZAL, J. L. (1976): «Presas de residuos mineros», en el libro «Grandes Presas. Experiencias españolas en su proyecto y construcción», Comité Nac. Esp. de G. P., p. 250-255.
- [9] CANMET, Canada - Centre for Mineral and Energy Technology (1978): «Pit Slope Manual», «Cap. 9 - Waste Embankments».
- [10] COLORADO SCHOOL OF MINES (1981): «Design and Construction of Tailings Dams», Ed. D. Wilson, 280 p.
- [11] COLORADO STATE UNIVERSITY: «Symposia on Uranium Mill Tailings Management», 1979, 1980, 1981.
- [12] D'APPOLONIA, E. (1975): «Coal refuse disposal facilities». Manual preparado para el U.S. Dept. of the Interior, M.E.S.A.
- [13] FUNDACION GOMEZ PARDO: «Cursos de Escombreras y Presas de Residuos», Madrid, 1980, 1981.
- [14] FUNDACION GOMEZ PARDO (1984): «El Impacto Ambiental y la Restauración de Terrenos en Minería a Cielo Abierto», Madrid, 2 vols.
- [15] I.C.O.L.D. (1976): «Memorias del 12.º Congreso Internacional de Grandes Presas», México, vol. 1, Question 44.
- [16] I.C.O.L.D. (1982): «Manual of Tailings Dams and Dumps». (Bilingüe Francés-Inglés), Bull. 45, Paris, 235 p.
- [17] I.G.M.E. (1980): «Readaptación de Balsas y Escombreras al Medio Ambiente». Consulta libre en el I.G.M.E.
- [18] I.G.M.E. (1980): «Determinación de Parámetros Geomecánicos con vistas al Estudio de la Estabilidad de Balsas y Escombreras en la Minería del Carbón». Consulta libre en el I.G.M.E.
- [19] I.G.M.E. (1980): «Estudio de los Problemas de Estabilidad planteados por las Balsas y Escombreras, en la Minería del Carbón. Recomendaciones». Consulta libre en el I.G.M.E.
- [20] MORGENSTERN, N. R. (1985): «Geotechnical aspects of en-

vironmental control», Proc. 11th Int. Conf. SM & FE. San Francisco, vol. 1, p. 155-176.

- [21] RODRIGUEZ ORTIZ, J. M. (1980): «Presas Mineras», en «Geotecnia y Cimientos III» 2.ª Parte por Jiménez Salas et al., Ed. Rueda, Madrid, p. 1699-1723.
- [22] U.S. BUREAU OF MINES (1977): «Design Guide for Metal and Nonmetal Tailings Disposal», IC 8755.
- [23] VICK, S. G. (1983): «Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams», Ed. Wiley, 369 p.

#### 26.2. Referencias

- [24] ABADJIEV, C. B. (1976): «Seepage through mill tailings dams», 12.º Congreso de Grandes Presas, México, vol. I, Q. 44, p. 381-394.
- [25] ABADJIEV, C. B. (1985): «Estimation of the physical characteristics of deposited tailings in the tailings dam of nonferrous metallurgy», Proc. 11th Int. Conf. SM & FE. San Francisco, vol. 3, p. 1231-1234.
- [26] AYALA CARCEDO, J. F. y DEL VALLE, J. (1984): «Análisis de la rotura del Depósito de Residuos Mineros de Goizueta (Navarra) y de la contaminación producida en el río Urumea», Cong. Int. de Minería y Metalurgia, Barcelona.
- [27] AYALA CARCEDO, F. J., GRANDA, J. R. y SARTI, A. (1985): «Abacos para cálculo de estabilidad de minas de carbón y sedimentarias a cielo abierto. Tatudes, Escombreras y Rattios», Instituto Geológico y Minero de España.
- [28] ANON (1982): «Grundsätze für die Gestaltung von Bergehalden», Minist. des Landes Nordrhein-Westfalen.
- [29] BALDWIN, R. (1983): «Lining a Pond to Contain Uranium Tailings», Civil Engineering, enero, p. 77-79.
- [30] BISHOP, A. (1973): «The Stability of Tips and Spoil Heaps», Quart. J. of Eng. Geology, vol. 6, p. 335-376.
- [31] BLIGHT, G. (1977): «Slopes in Mining and Industrial Waste», 9.º Congreso Int. Mec. Suelo, México, vol. II, p. 600-602.
- [32] BRAWNER, C. O. (1972): «Redesign and Construction of a Tailings Dam to Resist Earthquakes», Proc. 2nd. Int. Conf. on Stability in Open Pit Mining, Ed. Brawner & Milligan, Am. Inst. Min. Met. and Petr. Eng., p. 133-150.
- [33] BRAUNS, Y. (1980): «Safety against slip in inclined base of slope toes», J. of Geotech. Eng. ASCE, octubre, GT 10, p. 1158-1162.
- [34] BUREAU OF RECLAMATION: «Diseño de presas pequeñas». Diversas ediciones en inglés y español.
- [35] CARRIER, W. (1983): «Seepage from Free Water Above Impermeable Tailings». Discussion, J. Geotech. Eng. ASCE, vol. 109, n.º 1, p. 125-126.

- [36] CARRIER, W. D., BROMWELL, L. G. y SOMOGYI, F. (1983): «Design capacity of slurried mineral waste ponds», *J. of the Geot. Eng., ASCE*, vol. 109, n.º 5, mayo, p. 699-716.
- [37] CASAGRANDE, L. y Mc. IVER, B. N. (1971): «Design and Construction of Tailings Dams». *Proc. 1st. Int. Conf. on Stability in Open Pit Mining*. Ed. Brawner & Milligan, Am. Inst. Min. Met. and Petr. Eng., p. 181-204.
- [38] CEDERGREN, H. (1967): «Seepage, Drainage, and Flow Nets», Wiley, New York.
- [39] COADY, J. y HENRY, L. (1978): «Regulatory Principles, Criteria and Guidelines for Site Selection, Design, Construction, and Operation of Uranium Tailings Retention Systems». *Management, Stabilization and Environmental Impact of Uranium Mill Tailings*, Proc. Nuclear Energy Agency Seminar (Albuquerque), pp. 427-452.
- [40] D'APPOLONIA, D. (1980): «Soil-Bentonite Slurry Trench Cut Offs» *J. Geotechnical Div., ASCE*, vol. 106, n.º GT4, p. 399-417.
- [41] DOBRY, R. y ALVAREZ, L. (1967): «Seismic Failures of Chilean Tailings Dams» *J. Soil Mech. ASCE*, vol. 93, SM6, p. 237-260.
- [42] DONALDSON, G. W. (1959): «An investigation into the stability of Slimes Dams...» *Nat. Build. Research Inst., Pretoria, Contract. n.º 5033/8002*, p. 128.
- [43] DOWN, C. y STOCKS, J. (1977): «Environmental Impact of Mining», Halsted Press, New York.
- [44] ESU, F. y D'ELIA, B. (1971): «Pore pressures in a clay tip». *Proc. 4th Conf. Soil Mech., Budapest*, p. 385-395.
- [45] FINN, W. D. L. y BURNE, P. M. (1976): «Liquefaction potential of mine tailings dams». *12.º Congreso de Grandes Presas, México*, vol. 1, p. 153-177.
- [46] FYEDOROV, I. V. (1965): «Slope Stability in Hydraulic Fill Structures». *5.º Congreso Int. Mec. Suelo, Montreal*, 6/9, vol. 1, p. 472-476.
- [47] GALPIN, A. L. (1972): «The control of water in tailings ponds». *Proc. 2nd. Int. Conf. on Stability in Open Pit Mining*, Ed. Brawner & Milligan, Am. Inst. Min. Met. and Petr. Eng., p. 173-195.
- [48] GIBSON, R. (1958): «The Progress of Consolidation in a Clay Layer Increasing in Thickness with Time». *Geotechnique*, vol. 8, p. 171-182.
- [49] HACAR, M. A., BOLLO, M. F. y HACAR, M. P. (1976): «Estudio dinámico de la caída de fragmentos en taludes con alternancia de capas». *Simp. Nac. Rocas Blandas, SEMS, Madrid*, vol. 1, C-7.
- [50] HAMEL, J. V. y GUNDERSON, J. W. (1973): «Shear Strength of Homestake Slimes Tailings». *Proc. ASCE, SM-5*, p. 427-431.
- [51] HIGHTER, W. y TOBIN, R. (1980): «Flow Slides and the Undrained Brittleness Index of Some Mine Tailings». *Engineering Geology*, vol. 16, Elsevier, p. 71-82.
- [52] HOEK, E. y BRAY, J. W. (1977): «Rock slope Engineering». *Inst. Mining and Metallurgy, Londres*.
- [53] HOLUBEC, I. (1976): «Geotechnical aspects of coal waste embankments». *Can. Geotech. Journal*, vol. 13, n.º 1, p. 27-39.
- [54] HUANG, Y. H. (1981): «Line of Seepage in Earth Dams on Inclined Ledge». *J. of Geot. Eng. Div. ASCE, GTS*, mayo, p. 662-667.
- [55] HUANG, Y. H. (1978): «Stability charts for sidehill fills», *J. of the Geotech. Eng. Div. ASCE, GT-5*, mayo, p. 659-663.
- [56] HUNGR, O. et al. (1984): «Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures». *Can. Geot. J.*, vol. 21, n.º 4, p. 663-677.
- [57] IGME (1982): «Criterios geomecánicos para la implantación de labores mineras en la cuenca carbonífera de Fabero - Matarosa». *Inf. no publicado. Libre consulta en el IGME*.
- [58] ISAACS, L. y HUNT, B. (1981): «Seepage from Free Water Above Impermeable Tailings», *J. Geotech. Div., ASCE*, vol. 107, n.º GT11, p. 1563-1577.
- [59] JEYAPALAN, J. K., DUNCAN, J. M. y SEED, H. B. (1983): «Analysis of Flow Failures of Mine Tailings Dams». *J. of Geotech. Eng. ASCE*, febrero, p. 150-189.
- [60] JIMENEZ SALAS, J. A. y otros (1980): «Geotecnia y Cimientos III». 2.ª Parte, Cap. 18, Ed. Rueda, Madrid.
- [61] KLOHN, E. J. et al. (1978): «Simplified seismic analysis for tailings dams». *ASCE Spec. Conf. on Earthq. Eng. and Soil Dyn.*, Pasadena, vol. 1, p. 540-556.
- [62] KUPS Ch. et al. (1980): «Rating the Hazard Potential of Waste Disposal Facilities». *US EPA Nat. Conf. Mang. Uncontr. Hazard. Waste Sites*. Washington, p. 30-41.
- [63] MARACHI, D., CHAN, C. y SEED, H. (1972): «Evaluation of Properties of Rockfill Materials», *Journ. Soil Mech. and Fdn. Div., ASCE*, vol. 98, n.º SM1, p. 95-114.
- [64] MATYAS, E. L., WELCH, D. E. y READES, D. W. (1984): «Geotechnical parameters and behaviour of uranium tailings», *Can. Geot. J.*, vol. 21, n.º 3, p. 489-504.
- [65] Mc ROBERTS, E. C. y NIXON, J. F. (1976): «A theory of soil sedimentation». *Can. Geotech. Journal*, vol. 13, p. 294-310.
- [66] Mc WHORTER, D. B. y NELSON, J. D. (1979): «Unsaturated flow beneath tailings impoundments». *Journal of the Geot. Eng. Div., ASCE, GT 11*, noviembre, p. 1317-1334.
- [67] MITTAL, H. K. y MORGENSTERN, N. R. (1975): «Parameters for the Design of Tailing Dams». *Can. Geotech. Journal*, vol. 12, n.º 2, p. 235-261.
- [68] MITTAL, H. K. y MORGENSTERN, N. R. (1976): «Seepage control in tailings dams». *Can. Geot. Journal*, vol. 13, n.º 3, p. 277-293.
- [69] NADAL, J. (1962): «Datos para el dimensionamiento de aljibes, avenamientos y desagües». *Manuales de I. E. Torroja*, n.º 9, Madrid.
- [70] PERLEA, V. y BOTEÁ, E. (1985): «Stability problems of Tailings dams». *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. & F. E. San Francisco*, vol. 3, p. 1275-1280.
- [71] PETTIBONE, H. C. y KEALY, C. D. (1971): «Engineering Properties of Mine Tailings». *J. Soil Mech., ASCE*, vol. 97, SM-9, p. 1207-1226.
- [72] RITCHIE, A. M. (1965): «Estudio de la caída de rocas y su control». *Bol. Inf. Lab. Transp. y M. S.*, n.º 32, Madrid.
- [73] ROBINSON, K. E. (1977): «Tailings dam constructed on very loose, saturated sandy slit». *Can. Geotech. Journal*, vol. 14, n.º 3, p. 399-407.
- [74] RODRIGUEZ ORTIZ, J. M. y SERRANO, A. (1980): «Tubos y Galerías Enterradas». *En Geot. y Cim. Vol. III. (J. Salas et al.)*, Ed. Rueda, Madrid.
- [75] SEED, H. B. e IDRIS, I. M. (1971): «Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential». *J. Soil Mech., ASCE*, vol. 97, SM-9, p. 1249-1273.
- [76] SEED, H. B., INDRIS, I. M. y ARANGO, I. (1983): «Evaluation of liquefaction potential using field performance data». *J. of the Geot. Eng., ASCE*, vol. 109, n.º 3, marzo, p. 458-482.
- [77] SHIELDS, D. h. (1975): «Innovations in tailings disposal». *Can. Geotech. Journal*, vol. 12, n.º 3, p. 320-325.
- [78] STIMPSON, B. (1979): «Simple equations for determining the Factor of Safety of a planar wedge under various groundwater conditions». *Q. J. Eng. Geol. Vol. 12, n.º 1*, p. 3-7.
- [79] TOMEZ, J. R. (1978): «Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales». *M.O.P.U., D. G. de Carreteras, Madrid*, 113 p.
- [80] TESARIK, D. R. y McWILLIAMS, P. C. (1981): «Factor of Safety Charts for Estimating the Stability of Saturated and Unsaturated Tailings Ponds Embankments» *US Bureau of Mines, RI 8564*, 97 p.
- [81] VOIGHT, B. (1978): «Rockslides and avalanches, 1». *Elsevier. Develop. in Geotech. Eng. Vol. 14 A.*, 833 p.
- [82] WOLSKI, W. et al. (1976): «Some aspects of Designs of Mine Tailings Dams». *12 Congreso de Grandes Presas, México*, Q. 44, p. 787-798.
- [83] ZYL, D. J. A. van y HARR, M. E. (1977): «Modeling of Seepage through Mine Tailings Dams». *Proc. Conf. on Geotech. Pract. for Disp. of Solid Waste Mat., ASCE, Ann Arbor*, p. 727-743.

***Apéndice 1***  
**ESTIMACION  
DE AVENIDAS**

## Apéndice 1

### ESTIMACION DE AVENIDAS

#### A-1.1 INTRODUCCION

En general los depósitos de estériles no se implantan en cauces permanentes de los que se puede disponer de aforos o controles de caudales, por lo que debe recurrirse a estimaciones de los caudales de avenida por métodos indirectos, habitualmente de tipo semiempírico.

Estos métodos están extensamente desarrollados en los manuales de Hidrología por lo que no se detallarán aquí.

No obstante, para estimaciones de anteproyecto y estructuras de importancia moderada, ubicadas en cuencas de pequeña extensión ( $S < 20 \text{ km}^2$ ) puede utilizarse el método simplificado descrito en este Apéndice, que sigue en sus aspectos fundamentales la ref. [79].

#### A-1.2 CARACTERISTICAS DE LA AVENIDA

De la precipitación que cae sobre una cuenca sólo una parte escurre superficialmente siendo el resto retenida por el suelo en una u otra forma. La parte de lluvia que se transforma en escorrentía superficial es denominada *lluvia neta*.

Desde que empieza a correr la lluvia neta, el caudal  $Q$  que llega a un punto dado de la cuenca (en nuestro caso el depósito de estériles) va creciendo progresivamente hasta alcanzar un máximo o *caudal punta*  $Q_p$  en un tiempo  $T_p$ . Si la duración de la lluvia neta es  $D$  este máximo puede alcanzarse antes o después del tiempo  $T_p$ . El agua acumulada en la cuenca seguirá lle-

gando al punto considerado durante un cierto tiempo  $T_c$ , después de cesar la lluvia.  $T_c$  es el denominado *tiempo de concentración*.

El tiempo de concentración es característico de cada cuenca y puede estimarse por

$$T_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76} \quad (\text{horas})$$

siendo  $L$  la distancia en Km, entre la cabecera del cauce principal y el punto considerado y  $J$  la pendiente en tanto por 1.

La ley tiempo-caudal se denomina *hidrograma* y suele asimilarse en primera aproximación a la forma triangular típica que se indica en la fig. A-1.1. La duración total del hidrograma se denomina *tiempo base*  $T_1$ , siendo  $T_1 = D + T_c$ .

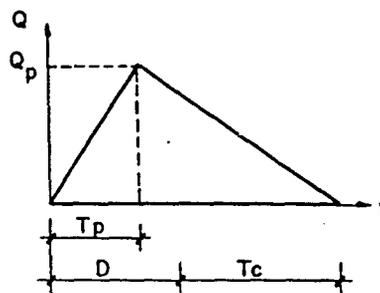


Fig. A-1.1.—Hidrograma.

El tiempo de concentración  $T_c$  junto con las magnitudes indicadas ( $Q_p$ ,  $T_p$  y  $D$ ) permite definir el hidrograma representativo de la avenida. El área del hidrograma define el volumen total de la avenida producida.

### A-1.3. ESTIMACION DE PARAMETROS

En la predicción de avenidas deben considerarse los parámetros siguientes:

#### a) Período de retorno

Interesa proteger las estructuras frente a la máxima avenida esperable en un determinado período de años. Un período de retorno de  $T$  años indica que tal avenida será superada como media una vez cada  $T$  años.

A los efectos de este Manual y hasta que exista la oportuna reglamentación, se proponen los siguientes períodos de retorno:

TABLA A-1.1  
PERIODOS DE RETORNO A CONSIDERAR

Tipo de estructura	Daños previsible	Período de retorno $T$
1. Balsas provisionales, de vida inferior a 2 años, altura menor de 5 m	Ligeros	10
	Medios	25
	Elevados	50
2. Balsas de altura entre 5 y 12 m con almacenamiento inferior a 500.000 m <sup>3</sup>	L	25
	M	50
	E	100
3. Id., con almacenamiento superior a 500.000 m <sup>3</sup>	L	50
	M	100
	E	200
4. Balsas de altura entre 12 y 30 m	L	50
	M	200
	E	500
5. Balsas de más de 30 m de altura	L	100
	M	250
	E	500

#### b) Pluviometría

En general debe conocerse la precipitación máxima diaria  $P_d$  en la zona, para el período de retorno considerado, lo cual exige consultar los registros pluviométricos de las estaciones próximas. Debe tenerse gran cuidado en estas extrapolaciones ya que cada cuenca tiene características propias difíciles de generalizar.

Como aproximación puede tomarse:

$$P_T = P_{10} \log T$$

La intensidad media horaria será

$$I_d = \frac{P_T}{24}$$

Existe una relación inversa entre la duración  $D$  de un aguacero y su intensidad  $I$  que puede expresarse por

$$\frac{I}{I_d} = \left( \frac{I_1}{I_d} \right) \frac{1,395 - D^{0,1}}{0,4}$$

siendo  $I_1$  la intensidad correspondiente a 1 hora.

Los valores  $P_{10}$  pueden tomarse de la fig. A-1.2 y las relaciones  $I_1/I_d$  de la fig. A-1.3.

La duración  $D$  del aguacero puede tomarse igual al tiempo de concentración  $T_c$  de la cuenca ( $D = T_c$ ) por ser los aguaceros de esta duración los que producirán, salvo en casos muy singulares, las máximas avenidas.

$$C = \frac{P_e}{P}$$

#### c) Escorrentía

De la lluvia caída  $P$  sobre una cuenca una parte es retenida en el terreno  $P_i$  y el resto  $P_e$  denominado lluvia neta, corre sobre el mismo. El coeficiente de escorrentía se define como

Dependiendo de la capacidad de retención del suelo, hasta que la precipitación  $P$  no alcanza un determinado valor  $P_0$  no se producirá escorrentía superficial. Para valores crecientes de  $P$  a medida que el suelo va agotando aquella capacidad, la escorrentía representará porcentajes mayores de  $P$  hasta alcanzar valores próximos al 100 por 100 para aguaceros de suficiente duración.

Resulta por tanto que el coeficiente de escorrentía varía a lo largo de cada aguacero, dependiendo fundamentalmente de las características y condiciones de humedad del suelo en cada instante.

El concepto comúnmente manejado como coeficiente de escorrentía es el valor medio que alcanza en el intervalo de tiempo que se consi-

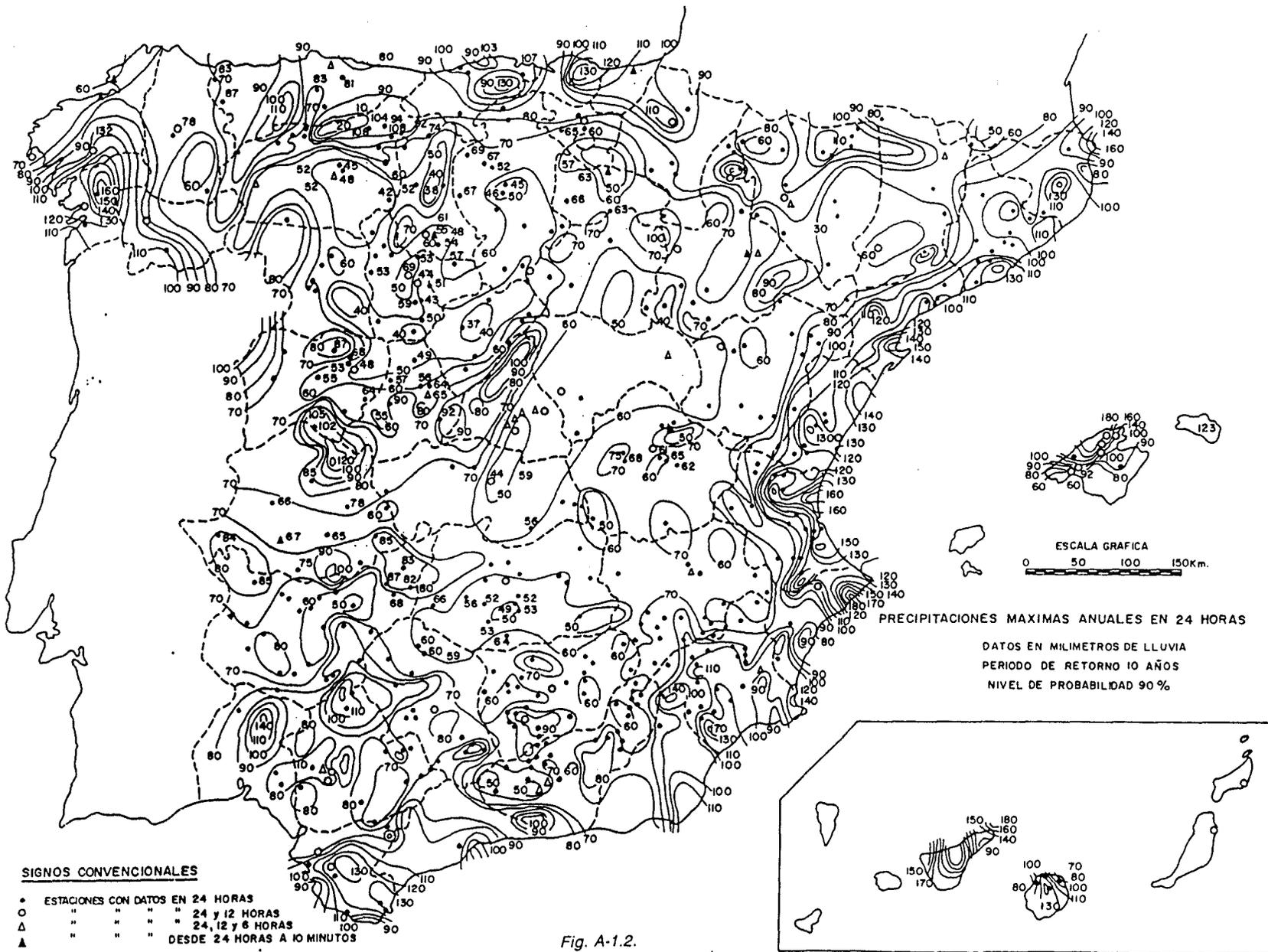


Fig. A-1.2.

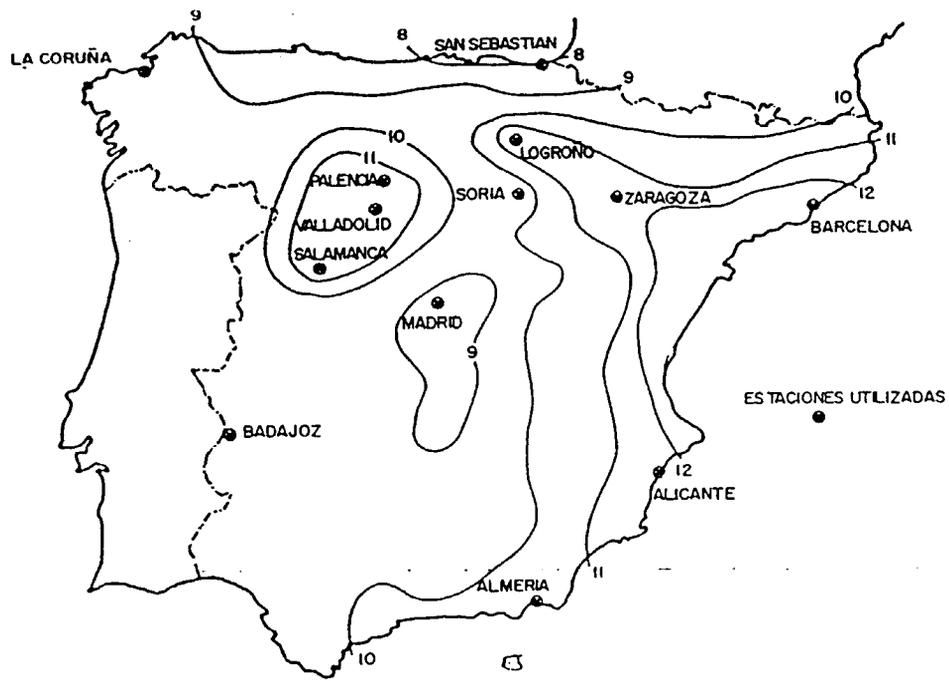


Fig. A-1.3.—Mapas de isolíneas  $I_7/I_0$

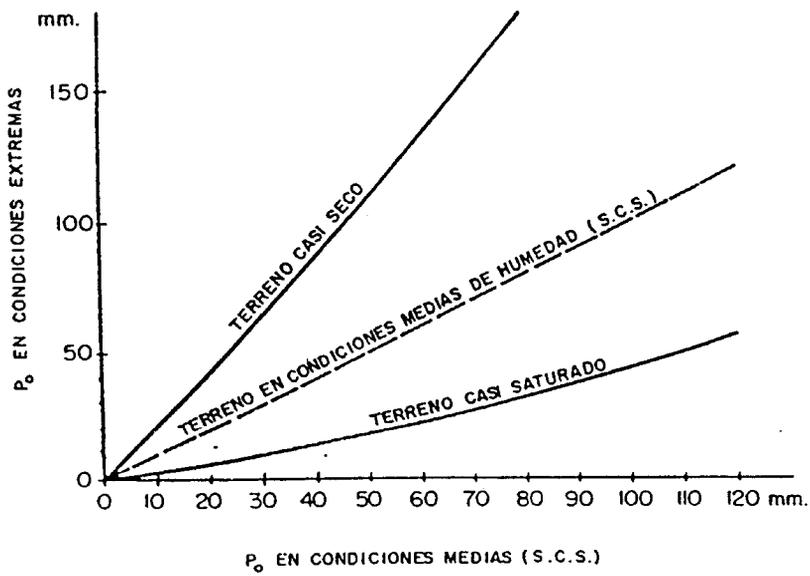


Fig. A-1.4.—Variación del valor de  $P_0$  con la humedad inicial del terreno.

dera, que en el caso de predicción de una avenida corresponderá al de duración de la lluvia que la origina.

La estimación de C puede hacerse a partir de

$$C = \frac{(P_d - P_0)(P_d + 23P_0)}{(P_d + 11P_0)^2}$$

El único parámetro a determinar es  $P_0$ , representativo, como se ha indicado, del umbral de escorrentía a considerar.

A igualdad de las demás circunstancias, los terrenos arenosos y de mayor espesor de suelo tienen un valor del parámetro  $P_0$  más alto que los arcillosos y con roca casi superficial. La vegetación tiende a aumentar  $P_0$  así como todos aquellos factores que faciliten la retención superficial de agua: poca pendiente, cultivo en surcos o bancales, etc. Pero, incluso en una misma cuenca, variará de unas fechas a otras se-

gún la humedad retenida en el suelo al iniciarse el aguacero, lo que a su vez dependerá de las lluvias precedentes; después de una época de sequía el  $P_0$  será mayor que tras un intervalo de fuertes precipitaciones.

A continuación se reproduce la tabla A-1.2 propuesta por el *U.S. Soil Conservation Service* en condiciones medias de humedad al comienzo de los aguaceros, con algunas modificaciones y puntualizaciones aconsejadas por la experiencia española.

En correspondencia con esos  $P_0$  medios, se señalan en la figura A-1.4 los valores de  $P_0$  en estados extremos de humedad inicial, es decir con terreno casi seco o casi saturado y en la fig. A-1.5 el factor regional a aplicar.

En el caso frecuente de cuencas heterogéneas se puede admitir normalmente un cálculo global con un valor de  $P_0$  medio de los correspondientes a las diferentes áreas, ponderadas según las respectivas superficies.



Fig. A-1.5.—Multiplicador regional del parámetro  $P_0$

TABLA A-1.2  
ESTIMACION INICIAL DEL PARAMETRO  $P_o$

Uso de la tierra	Pendiente %	Labores de cultivo	Grupo de suelo (%)			
			A	B	C	D
Barbecho	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
		R/N	20	14	11	4
Cultivos en hilera	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
		R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
		R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
		R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
		R/N	47	25	16	13
Praderas	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	—	33	18	13
		Muy buena	—	41	22	15
	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	Pobre	58	25	12	7
		Media	—	35	17	10
		Buena	—	—	22	14
		Muy Buena	—	—	25	16
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	Pobre	62	26	15	10
		Media	—	34	19	14
		Buena	—	42	22	15
		Pobre	—	34	19	14
	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	Media	—	42	22	15
		Buena	—	50	25	16
		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc)	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$	Media	—	34	22	16
		Espesa	—	47	31	23
		Muy espesa	—	65	43	33
		Rocas permeables	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$			3
Rocas impermeables	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$			5		
	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$			2		
	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 3 \\ < 3 \end{array} \right.$			4		

#### NOTAS

— Los valores de  $P_o$  notablemente altos se han sustituido en la tabla por una raya. Las superficies de cuenca a que corresponden esos valores deben considerarse inexistentes a efectos del cálculo de avenidas pues no cabe esperar que provoquen escorrentía.

— Las zonas abancaladas se incluyen entre aquellas de pendiente menor que el 3 por 100.

— Los núcleos urbanos, edificaciones rurales, caminos etc, no se tendrán en cuenta si representan un porcentaje despreciable del área total. En caso contrario, deberán diferenciarse los porcentajes de las superficies impermeables ( $P_o = 0$ ) y de los distintos tipos de suelo, atribuyendo a cada uno el valor correspondiente de  $P_o$  según la tabla.

— Al estimar el valor de  $P_o$  para el cálculo, deben tenerse en cuenta las modificaciones futuras previsibles en la cuenca, como urbanizaciones, repoblaciones, cambios de cultivos, supresión de barbechos, etc.

## A-1.4. CAUDALES MAXIMOS Y VOLUMENES DE AVENIDA

### A-1.4.1. Caudal máximo

La estimación de los caudales puede hacerse por la denominada *fórmula racional*:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot S}{3,6}$$

Q = caudal en m<sup>3</sup>/s

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia en mm/h

S = superficie vertiente en Km<sup>2</sup>

Para obtener los caudales máximos en una cuenca determinada se deberán tener en cuenta los valores correspondientes del coeficiente de escorrentía e intensidad de lluvia del período de retorno que se considere, definidos anteriormente.

A fin de tener en cuenta las variaciones en la intensidad de la precipitación en el transcurso de la misma se introduce un factor K de mayoración que para cuencas pequeñas se puede tomar K = 1,20, resultando:

$$Q_p = K \frac{C \cdot I \cdot S}{3,6} = \frac{C \cdot I \cdot S}{3} \text{ m}^3/\text{s}$$

### A-1.4.2. Hidrograma. Volumen de avenida

Con los datos obtenidos se puede representar el hidrograma triangular auténtico de la avenida (fig. A-1.6)

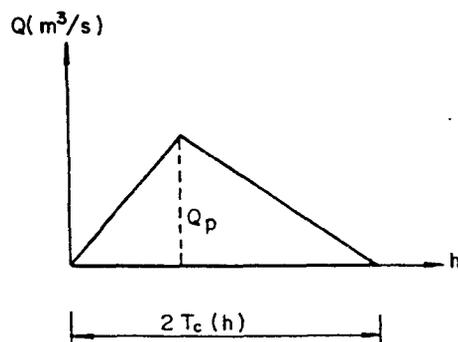


Fig. A-1.6.

La aportación  $V_a$  resultante según el mismo es:

$$V_a = \frac{1}{2} Q_p \times 2 T_c \frac{3.600}{10^6} \text{ Hm}^3$$

$$V_a = \frac{3,6 Q_p T_c}{1.000} \text{ Hm}^3$$

## A-1.5. LAMINACION DE AVENIDAS

Aunque con resguardos adecuados puede conseguirse almacenar en el lago de balsa avenidas de volumen moderado, es preferible disponer los órganos de evacuación adecuados para el paso de la avenida.

Estos elementos deberán dimensionarse para el caudal punta  $Q_p$  salvo que se consiga alguna laminación de los caudales por acumulación temporal en la balsa.

Sea  $V_e$  = volumen almacenable en el lago de balsa en condiciones de seguridad y

$V_a$  = volumen total de la avenida, deducido en el Ap. 4.2.

El volumen  $V_d = V_a - V_e$  tendrá que ser desaguado por los aliviaderos. Normalmente el caudal de desagüe es proporcional a la altura de lámina vertiente por lo que debe asegurarse que la máxima sobreelevación desde que se inicia el vertido queda suficientemente por debajo del resguardo. El tiempo de desagüe suele extenderse sensiblemente hasta el final del hidrograma (fig. A-1.7).

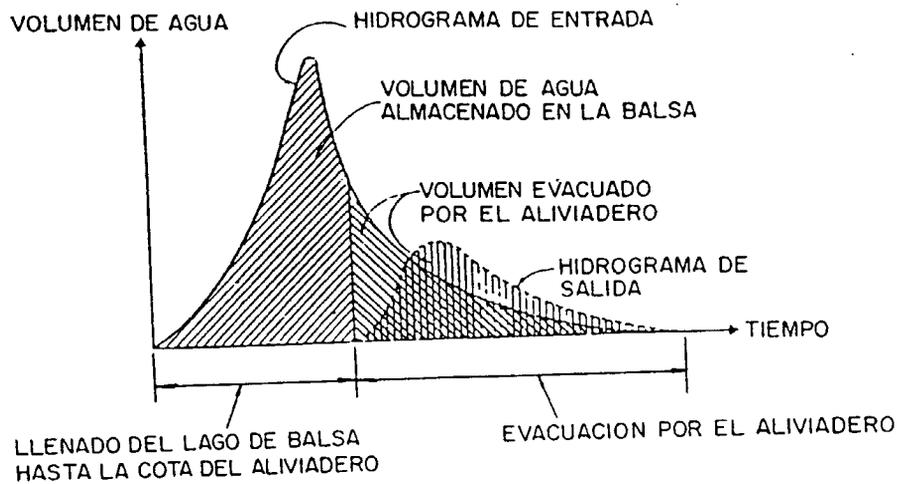


Fig. A-1.7.—Laminación del volumen de avenida por almacenamiento en la balsa.

### EJEMPLO

En la zona navarra se va a ubicar una balsa de 15 m de altura y una capacidad de 1 millón de metros cúbicos. El nivel de riesgo potencial es moderado. Las características de la cuenca son:

Superficie de cuenca  $S = 10 \text{ km}^2$ .  
 Longitud cauce principal  $L = 6 \text{ km}$ .  
 Desnivel entre cabecera de cuenca y altura media de balsa  $H = 60 \text{ m}$ .

El terreno es de bosque bajo con abundante recubrimiento herbáceo sobre suelos residuales arcillosos (pendiente media 30 por 100).

Resulta:

Período de retorno a considerar (Tabla A-1-1)  
 $T = 200$  años. Para  $T = 10$  de la fig. A-1.2,  
 $P_d = 100 \text{ mm}$ .

$$I_d = \frac{P_d}{24} = 4,4 \text{ mm/h}$$

De la fig. A-1-3:  $I_1/I_d = 9,5$

El tiempo de concentración será (con  $J = 60/6.000 = 0,01$ ):

$$T_c = 0,3 \left( \frac{6}{0,01^{1/4}} \right)^{0,76} = 2,8 \text{ horas}$$

con  $D = T_c = 2,8$  horas

$$\frac{I}{I_d} = 9,5^{\frac{1,395 \cdot 2,8^{0,1}}{0,4}} = 9,5^{0,716} = 5$$

$$P_{200} = P_{10} \log 200 = 230 \text{ mm.}$$

$$I_d = \frac{230}{24} = 9,6 \text{ mm/h} \quad I_{2,8} = 5 I_d = 48 \text{ mm/h}$$

De la tabla A-1-2 se obtiene para suelo grupo D y bosques de densidad media con pendiente

$$P_0 = 16 \text{ mm.}$$

Se supone terreno casi saturado deduciéndose para esta condición en la fig. A-1.4.

$$P_0 = 5 \text{ mm.}$$

El factor regional según la fig. A-1.5 es 2, resultando

$$P_0 = 10 \text{ mm.}$$

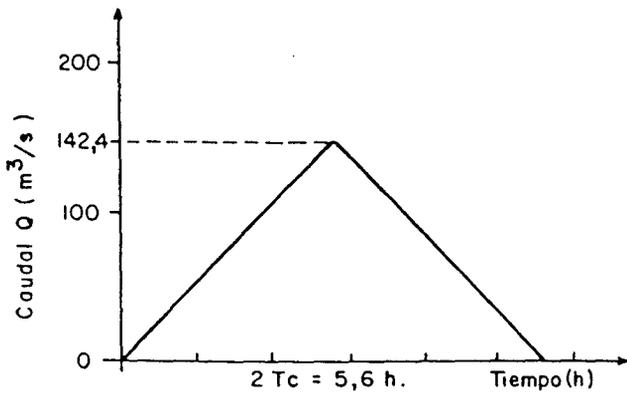
Coefficiente de escorrentía:

$$C = \frac{(252 - 10) (252 + 23 \times 10)}{(252 + 11 \times 10)^2} = 0,89$$

Caudal punta:

$$Q = \frac{0,89 \times 48 \times 10}{3} = 142,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Hidrograma:



Aportación:

$$A_p = \frac{3,6 \times 142,4 \times 2,8}{1000} = 1,43 \text{ Hm}^3$$

Si la superficie de balsa es de 180.000 m<sup>2</sup> esta aportación supondría una sobreelevación de

$$\Delta = \frac{1.430.000}{180.000} = 7,9 \text{ m}$$

que resulta excesiva, pero lógica dada la pequeña superficie de la balsa.

Resultaría razonable permitir un almacenamiento en 2 m de altura de balsa y prever un aliviadero que desaguase con una altura máxima de 2 m. Ello supondría con un resguardo mínimo de 0,50 m, dejar libres 4,50 m de dique lo que constituye evidentemente una situación muy desfavorable.

En los 2 m de balsa se almacenarían solamente

$$V = 180.000 \times 2 = 360.000 \text{ m}^3$$

Como el caudal desaguado por un aliviadero de labio fijo viene dado de forma aproximada por

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} L h^{3/2}$$

para  $h = 2 \text{ m}$  y el caudal punta resulta una longitud de aliviadero

$$L = \frac{3 \times 142,4}{0,66 \sqrt{2 \times 9,8} 2^{1,5}} = 51,7 \text{ m}$$

valor totalmente inaceptable para una obra de desagüe. De no existir una vaguada lateral u otras posibilidades de desvío o retención debería concluirse que el depósito de estériles previsto no puede construirse con seguridad suficiente frente a avenidas. Esto era esperable ya que la cuenca es 55 veces superior a la superficie de balsa (ver Ap. 5.1.4.).

*Apéndice 2*

**ALMACENAMIENTO DE  
ESTERILES TOXICOS,  
NOCIVOS O  
RADIOACTIVOS**

## Apéndice 2

# ALMACENAMIENTO DE ESTERILES TOXICOS, NOCIVOS O RADIOACTIVOS

### A-2.1. INTRODUCCION

Los depósitos de estériles tóxicos, nocivos o radioactivos son objeto en todos los países de reglamentación especial debido a los riesgos que entrañan para el entorno. Ello da lugar a variaciones en cuanto al diseño de las estructuras y sus elementos auxiliares, así como a precauciones especiales respecto al control de efluentes, implantación, abandono, etc.

No siendo objeto de este Manual el establecimiento de normativas, las indicaciones recogidas en este Apéndice deben entenderse como un resumen de los criterios más generalmente aceptados, los cuales puede servir de orientación para instalaciones de este tipo.

### A-2.2. ESTERILES TOXICOS, NOCIVOS Y RADIOACTIVOS

Los efluentes líquidos de un depósito de estériles no deben aportar a las aguas de uso público componentes tóxicos o nocivos que den lugar a concentraciones superiores a las permitidas por las reglamentaciones vigentes.

A este respecto, el Decreto 2.414/1961 de 30 de noviembre (B.O.E. de 7 de diciembre) regulaba los límites de toxicidad de las aguas a verter a cauces públicos. Posteriormente el Real Decreto 1.423/1982 de 18 de junio (B.O.E. del 29 de junio), establecía los límites máximos tolerables en aguas de consumo público. En la Tabla A-2.1. se dan los niveles indicados por ambas reglamentaciones. En el futuro deberá tenerse en cuenta lo que dispongan el Reglamen-

to de la Ley de Aguas y la Ley del Medio Ambiente.

Respecto a los gases nocivos y a falta de una reglamentación ambiental adecuada, pueden servir de orientación los límites siguientes para la adopción de medidas correctoras:

a) Para la vegetación

$\text{NO}_x < 20 \text{ ppm}$ ;  $\text{SO}_2 < 0,002 \%$ ;  $\text{C}_2 \text{H}_4 < 2 \text{ ppm}$

b) Para las personas

$\text{CO} < 0,01\%$ ;  $\text{CO}_2 < 5\%$ ;  $\text{SH}_2 < 0,01\%$ ;  $\text{SO}_2 < 0,001\%$

TABLA A-2.1  
CONCENTRACIONES MAXIMAS TOLERABLES EN AGUAS DE CONSUMO PUBLICO EN ESPAÑA

Componente	Máx. tolerable mg/l	
	D. 2.414/61	R.D. 1.423/82
Plomo (expresado en Pb) . . . .	0,1	0,05
Arsénico (expresado en As) . .	0,2	0,05
Selenio (expresado en Se) . . .	0,05	0,02
Cromo (expresado en Cr hexavalente) . . . . .	0,05	0,05
Cloro (libre y potencialmente liberable, expresado en Cl) .	1,5	0,35
Acido cianhídrico (expresado en Cn) . . . . .	0,01	0,05
Fluoruros (expresado en Fl) . .	1,50	1,50
Cobres (expresado en Cu) . . . .	0,05	1,50
Hierro (expresado en Fe) . . . .	0,10	0,20
Manganeso (expresado en Mn)	0,05	0,05
Compuestos fenólicos (expresado en Fenol) . . . . .	0,001	0,001
Cinc (expresado en Zn) . . . . .		5,00
Fóstoros (expresado en P) . . . .		2,15
(expresado en $\text{P}_2 \text{O}_5$ ) . . . . .		5,00
Cadmio (expresado en Cd) . . . .		0,005
Mercurio (expresado en Hg) . . .		0,001
Níquel (expresado en Ni) . . . . .		0,050
Antimonio (expresado en Sb) . .		0,010
Radioactividad . . . . .		100 pCi/l

Aunque existen grandes variaciones en la naturaleza de los efluentes según el proceso de extracción, puede decirse que los procesos alcalinos de flotación dan lugar a elevadas concentraciones de sulfatos, cloruros, sodio y calcio, mientras que los procesos ácidos liberan los contaminantes metálicos como hierro, manganeso, cadmio, selenio, cobre, plomo, cinc y mercurio. El cianuro es un reactivo utilizado en la extracción de oro-plata y en procesos de concentración por flotación de plomo y tungsteno, por ejemplo. En otros casos, como en el tratamiento de arsenopiritas el elemento liberado es el arsénico. La oxidación de las piritas generalmente con apoyo bacteriano, da lugar a efluentes de gran acidez.

La extracción de sales potásicas produce salmueras con elevado contenido en cloruros, que no pueden verterse a cursos naturales de agua, requiriendo largos emisarios hasta el mar.

El problema de los lixiviados y efluentes de las balsas abandonadas tiene especial importancia en el caso de las explotaciones de uranio.

Los estudios disponibles indican que el torio  $^{230}\text{Th}$  es el que se lixivía más rápidamente, sobre todo en medios ácidos, pasando al terreno en forma de sulfatos complejos.

La mayor permanencia en los lodos corresponde al radio  $^{226}\text{Ra}$ , siendo la retención mayor cuanto más finas son las partículas.

Casos intermedios son los del plomo  $^{210}\text{Pb}$  y el polonio  $^{210}\text{Po}$ .

En general puede definirse una «vida de semilixiviado» que oscila de unos 4 años en el caso del torio a 160 años en el del radio absorbido por lodos finos. Estos tiempos deben tenerse en cuenta para evaluar el riesgo potencial de que un depósito de estériles abandonado entre en contacto con aguas de escorrentía o infiltración.

Debe señalarse también la importancia de la selección de los productos químicos utilizados en el tratamiento del uranio, ya que determinados reactivos tóxicos pueden plantear grandes problemas de contaminación en los efluentes.

Los datos anteriores no presuponen, sin embargo que se alcancen en las aguas freáticas o superficiales niveles nocivos de contaminación ya que gran parte de los contaminantes pueden

ser retenidos por el terreno atravesado o diluidos en la zona capilar existente sobre los acuíferos. Por supuesto el problema desaparece prácticamente con revestimientos impermeables.

### A-2.3. TIPOLOGIA DE DIQUES

Los diques de contención de estériles nocivos o radiactivos deben diseñarse con especial atención a la permeabilidad y a la estabilidad, ya que la rotura de estos diques causa enormes daños al medio ambiente.

Ello hace que, en general, se eviten grandes alturas de presa y se introduzcan en los diques elementos impermeables (núcleos, pantallas, etc.) ejecutados cuidadosamente.

En general conviene repartir los vertidos en balsas múltiples (fig. A-2.1) siempre que se garantice que la rotura de una de ellas no arrastra a las demás.

De no utilizarse revestimientos impermeables los diques periféricos deben llevar una pantalla o núcleo que intercepte posibles filtraciones, prolongado a través del cimientado si éste es permeable (fig. A-2.2).

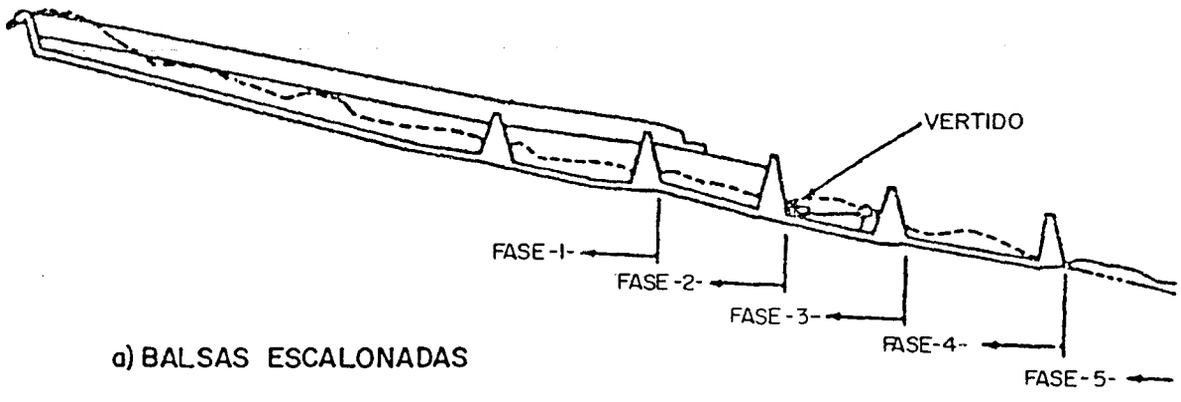
### A-2.4. SELECCION DE EMPLAZAMIENTOS

Antes de considerar un emplazamiento como aceptable debe investigarse la inexistencia de fracturas, sumideros y otros accidentes geológicos por donde puedan producirse fugas, salvo que éstos sean susceptibles de un tratamiento o sellado adecuados.

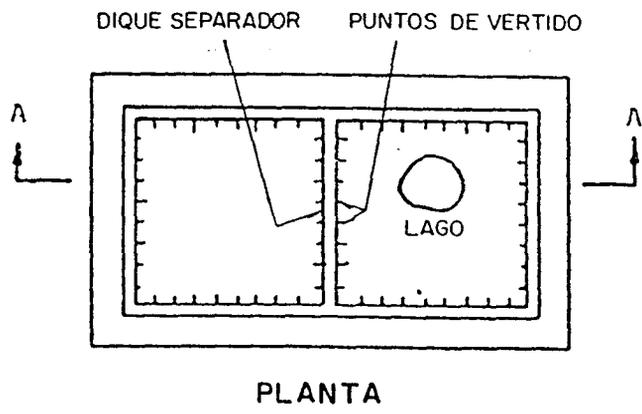
Debe prestarse gran atención a la correcta determinación de la permeabilidad del terreno de apoyo, recurriendo preferentemente a ensayos in situ de bombeo, infiltración, etc.

Debe tenerse en cuenta que cierto volumen de fugas es inevitable incluso en las soluciones teóricamente «impermeables». El volumen de fugas aceptable depende de la capacidad de absorción y depuración de los materiales a través de los cuales circula el efluente así como del grado de atenuación, dilución y dispersión del flujo creado y el eventual impacto ambiental en la zona de influencia del depósito.

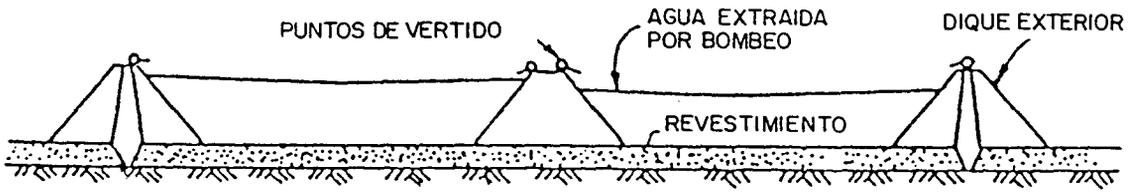
Las soluciones ideales corresponden a los vasos naturales o cubetas tapizadas por una ca-



a) BALSAS ESCALONADAS



PLANTA



b) VERTIDOS SEPARADOS

Fig. A-2.1. Balsas combinadas

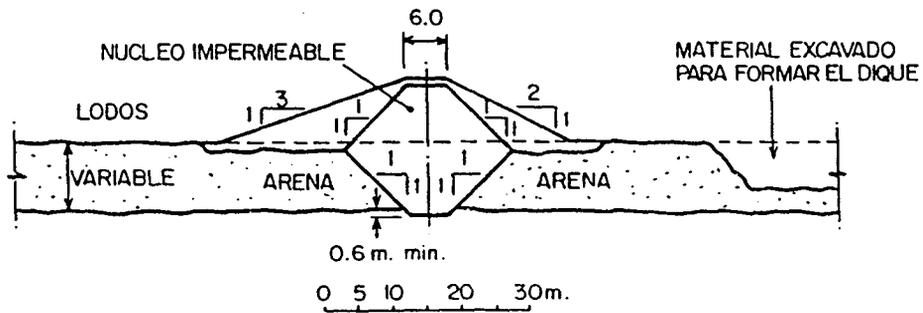


Fig. A-2.2. Dique con núcleo central grueso prolongado como barrera de filtraciones

pa potente de arcillas, margas u otras formaciones impermeables. Este tipo de emplazamientos suele ser desgraciadamente poco frecuente por lo que en la mayoría de los casos debe recurrirse a una impermeabilización artificial.

En igualdad de condiciones son preferibles los emplazamientos con nivel freático profundo.

Señalemos también que, debido a la gran influencia de los agentes climáticos en el transporte de contaminantes es importante seleccionar emplazamientos protegidos de los vientos dominantes y con una mínima cuenca de recepción de aguas de escorrentía.

#### A-2.5. PROPAGACION Y DISPERSION DE CONTAMINANTES

Salvo que se interponga una membrana de permeabilidad suficientemente pequeña el agua de los lodos acaba pasando al terreno. En una primera fase la filtración, sensiblemente vertical, se verifica en régimen no saturado hasta llegar al nivel freático en el cual produce una sobreelevación localizada (fig. A-2.3).

En fases sucesivas el flujo llega a saturar el terreno y puede establecerse una filtración de tipo continuo desde la balsa hasta el acuífero inferior.

Más raramente un aumento del nivel freático puede llegar a alcanzar la base de los lodos e invertir el sentido de la filtración si la presión es suficiente. Ello no evita sin embargo la migración de los contaminantes por difusión.

Una primera aproximación a la cantidad de contaminantes que puede pasar al terreno se deduce del *balance de agua* en la balsa, restando del agua aportada con los lodos, escorrentía, lluvia, etc., la reciclada al lavadero y la retenida en los lodos (en estas instalaciones debe limitarse o evitarse el drenaje natural a través del dique). Para estimar la retención de agua en los lodos pueden suponerse unas condiciones medias de consolidación en los mismos<sup>(1)</sup>.

<sup>(1)</sup> Es decir, si es  $e_m$  el índice de poros de los lodos a media altura de balsa (deducible de un ensayo edométrico), el agua retenida será

$$V_w = V_T \frac{e_m}{1 + e_m} = n V_T$$

siendo  $V_T$  el volumen total del depósito. Se queda del lado de la seguridad suponiendo que se ha completado la consolidación.

La cantidad anterior constituye evidentemente un límite superior.

El agua infiltrada al terreno puede quedar retenida en los poros de éste si se encuentra parcialmente saturado y el nivel freático está suficientemente profundo. En caso contrario puede establecerse un flujo saturado de acuerdo con la ley de Darcy.

La *capacidad de almacenamiento de la zona parcialmente saturada* del terreno puede estimarse por la expresión

$$V_a = (RE - \theta_i) V_h$$

siendo  $V_a$  = volumen almacenable

RE = retención específica o porcentaje retenido del volumen de agua existente en una muestra inicialmente saturada al dejarla drenar libremente por gravedad.

$$\begin{aligned} \theta_i &= \text{humedad volumétrica inicial} = \\ &= \frac{W_{\gamma_s}}{W_{\gamma_s} + 1/\gamma_s} \end{aligned}$$

$V_h$  = volumen total de poros en la zona parcialmente saturada (por encima del nivel freático).

La saturación se alcanza con una aportación volumétrica.

$$V_{\text{sat}} = (n - \theta_i) V_h$$

En el caso de un *avance vertical del frente de saturación*, el caudal de filtración puede estimarse por la expresión de la fig. A-2.4, donde  $h_d$  es la presión negativa o succión del substrato no saturado. Esta situación se mantendrá si

$$\frac{k_s}{k_l} > \frac{y + D_l - h_d}{D_l}$$

El seguimiento de este proceso en el tiempo y la evolución de la sobreelevación del nivel freático y los caudales que pasan al mismo son problemas complejos de régimen transitorio para los cuales debe consultarse la literatura especializada.

Una vez establecida la continuidad del flujo pueden utilizarse las soluciones publicadas para filtración desde canales de formas diversas.

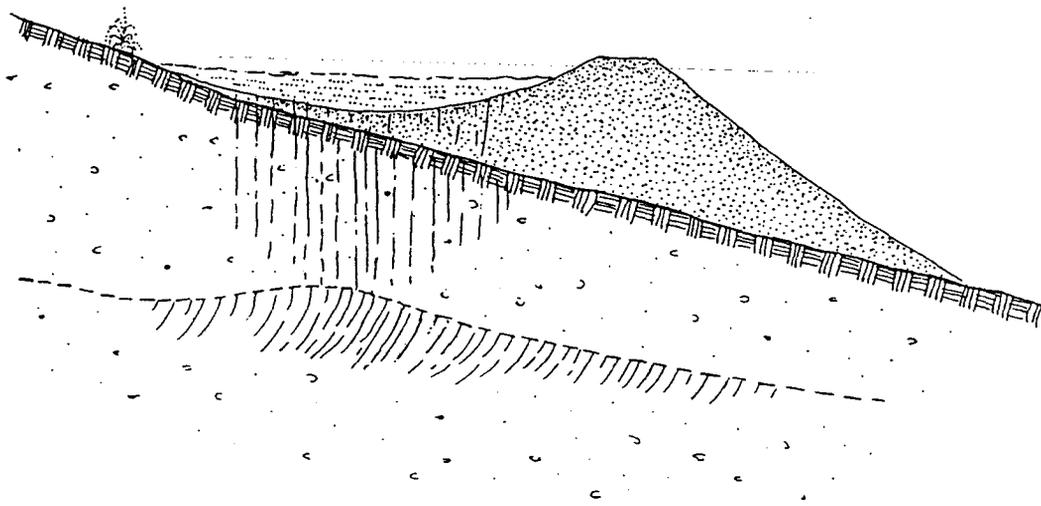


Fig. A-2.3. Sobreelevación de la capa freática por infiltración.

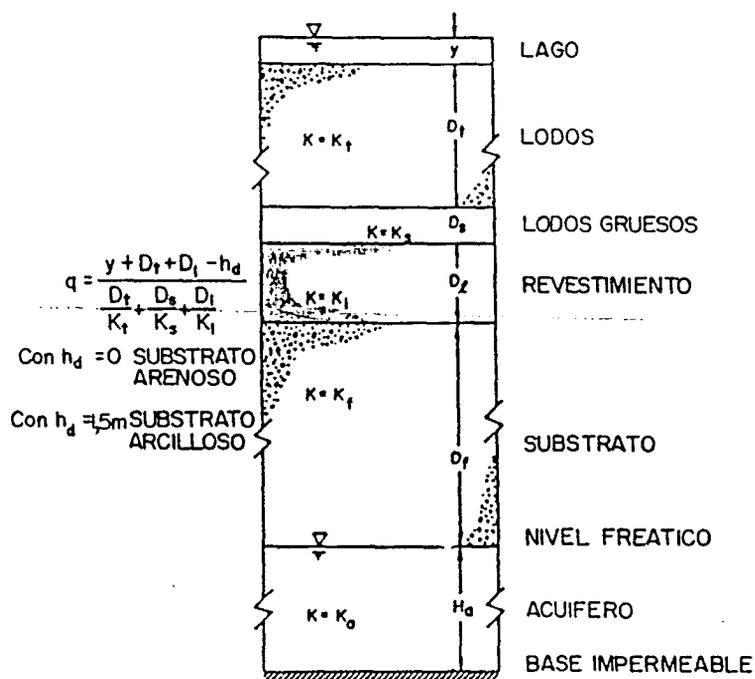


Fig. A-2.4. Esquema de cálculo de infiltraciones

Cuando las filtraciones alcanzan el nivel freático se produce una *sobreelevación local* de éste cuya forma depende de la del depósito. La velocidad con que se produce esta sobreelevación es función de la transmisividad horizontal del acuífero y del agua almacenada en la zona parcialmente saturada. Existen algunas soluciones analíticas para estimar la geometría y velocidad de esta sobreelevación.

Este fenómeno crea dificultades en la aplicación de los modelos existentes sobre transporte de contaminantes que en general suponen flujos saturados y una velocidad uniforme en el acuífero, pero ello no impide el uso de tales modelos para estimaciones aproximadas.

Puede decirse, sin embargo, que en cuanto la permeabilidad horizontal del acuífero es superior a  $10^{-3}$  cm/seg, las sobreelevaciones difícilmente superan el metro de altura.

El *movimiento de contaminantes* en el terreno es un problema complejo que sólo se puede abordar con considerables simplificaciones y a través de cálculo numérico por lo que se escapa del ámbito de este Manual.

Señalemos no obstante que este proceso se caracteriza por una migración en fase fluida de los contaminantes existentes en los depósitos de estériles obedeciendo la ley de Darcy ( $v = k.i$ ) en cuanto se alcanzan condiciones de saturación.

Cuando el flujo así establecido alcanza un acuífero, éste actúa como vehículo de transporte de los contaminantes. El proceso puede ser de simple convección (o advección) si los contaminantes no sufren interacción con el medio poroso en el cual se mueven, siendo entonces arrastrados a una velocidad análoga a la de filtración existente en el acuífero. Puede existir no obstante una dispersión mecánica por desviaciones respecto a la velocidad media. Generalmente existe además un proceso de difusión molecular o movimiento de contaminantes de unas zonas de concentraciones elevadas a otras de concentraciones bajas, generalmente en direcciones normales al contorno de la superficie contaminada. En este proceso se produce la expansión y dilución del penacho contaminado. Por otra parte la concentración de contaminantes puede descender por diversos procesos físicos, químicos y biológicos que pueden dar lugar a precipitación y filtración de algunos ele-

mentos, absorción y cambio catiónico de solutos polares e iónicos por las superficies de minerales arcillosos o la degradación de materiales orgánicos a formas inertes. Muchos de estos mecanismos de atenuación son reversibles al disminuir la concentración o producirse cambios químicos, de pH, temperatura, etc.

La mayoría de los modelos que tienen en cuenta los aspectos físico-químicos del transporte de contaminantes suelen representar los efectos químicos con un coeficiente, denominado *coeficiente de distribución*  $K_d$  que describe el reparto del contaminante entre la fase sólida y la disolución. En rigor este método sólo es aplicable si la reacción está en equilibrio y existe una relación lineal entre la concentración en la disolución y la concentración en la fase sólida, pero puede admitirse su aplicación cuando las concentraciones son pequeñas, en la migración de elementos radioactivos.

Puede plantearse entonces una ecuación de atenuación del tipo

$$v_c = v_w/R = v_w / (1 + \frac{\delta}{n} K_d)$$

donde  $v_c$  = velocidad del contaminante  
 $v_w$  = velocidad media del acuífero  
 $R$  = factor de atenuación  
 $\delta$  = densidad aparente del medio poroso  
 $n$  = porosidad  
 $K_d$  = coeficiente de distribución.

El problema radica evidentemente en la determinación de  $K_d$  que puede valer desde 0, en cuyo caso el contaminante se mueve a la misma velocidad que el agua en el acuífero, a varios miles si el terreno absorbe rápidamente el contaminante. Pueden obtenerse valores orientativos de  $K_d$  haciendo pasar a través de muestras inalteradas de terreno disoluciones calibradas con concentraciones variables de los contaminantes previsibles, siguiendo técnicas de laboratorio muy cuidadosas. En depósitos ya existentes deben extraerse muestras de agua y suelo en el entorno del depósito determinado las oportunas concentraciones de contaminantes.

Los valores de  $K_d$  dependen lógicamente de la naturaleza del terreno y del contaminante, si bien los valores más elevados corresponden a los materiales arcillosos con gran capacidad de cambio y los más bajos a las arenas y gravas.

Conocido  $K_d$  puede estimarse la velocidad de propagación del contaminante comparándola, en el caso de elementos radioactivos, con la vida de semidesintegración y estableciendo en definitiva unas isóneas de riesgo que deberán ser aceptables respecto a la legislación sobre contaminación ambiental.

Evidentemente existe una anisotropía de propagación condicionada por la variabilidad espacial de gradientes, permeabilidades, etc., por lo que de no recurrir a modelos numéricos muy sofisticados, los resultados deberán contrastarse mediante controles puntuales de contaminación en el entorno del depósito de estériles.

Si los niveles de contaminación no fueran admisibles deberá procederse a un control de efluentes mediante los métodos de sellado o impermeabilización descritos en el apartado siguiente.

La dispersividad longitudinal suele variar de  $10^{-4}$  a  $2 \times 10^{-2}$  m, con valores de 3 a 10 veces mayores que la dispersividad transversal.

Con coeficientes de distribución del orden de 1 mg/l el coeficiente de atenuación  $R$  varía de 5 a 11, lo cual indica que con coeficientes de distribución de 10 mg/l ó mayores, la propagación de contaminantes es despreciable.

La determinación del coeficiente de distribución debe hacerse con gran cuidado en el caso de contaminantes sensibles a variaciones de pH.

#### A-2.6. REVESTIMIENTOS ARTIFICIALES

Entre los revestimientos artificiales se pueden considerar:

- Mantos de arcilla.
- Revestimientos sintéticos-Membranas de polímeros.
- Suelos estabilizados: Mezclas de arena-bentonita, suelo-cemento, suelo-betún, etc.

Los revestimientos arcillosos pueden formarse con préstamos naturales o materiales elaborados, como las arcillas bentónicas. Debe intentarse asegurar una permeabilidad igual o inferior a  $10^{-7}$  cm/seg. Debe señalarse que la permeabilidad puede alterarse por cambios catiónicos inducidos por lodos de bajo pH, pudien-

do producirse a largo plazo la desintegración de revestimientos delgados. También puede producirse la dispersibilidad de arcillas con alto contenido de sodio en el agua intersticial al ser atravesadas por aguas con ciertos porcentajes de cationes en disolución.

Estos revestimientos pueden deteriorarse gravemente si se permite la formación de grietas de retracción antes del vertido de lodo, por lo que deben extremarse las precauciones en el caso de balsas de gran superficie.

También puede aumentar desfavorablemente la permeabilidad por hinchamiento de la arcilla al saturarse. Ambos fenómenos pueden contrarrestarse con un recubrimiento granular de unos 0,50 m de espesor.

Para el dimensionado de estos revestimientos debe procurarse que no lleguen a alcanzarse condiciones de saturación bajo la arcilla, para lo cual pueden utilizarse las expresiones del Ap. A-2.5 junto con el caudal de infiltración deducido del modelo de la fig. A-2.4.

Típicamente los revestimientos arcillosos tienen espesores de 0,60 a 1,20 m.

Las membranas sintéticas aseguran permeabilidades inferiores a  $10^{-5}$  cm/seg. Sin embargo están sujetas a ataque químico y otros posibles factores de degradación y envejecimiento. Salvo una ejecución muy cuidadosa es muy difícil asegurar la ausencia de perforaciones o defectos de sellado en las inevitables juntas. Ello hace que una mayor garantía se busque con dobles revestimientos y una capa intermedia que controle las filtraciones (fig. A-2.5.). Incluso en situaciones de ejecución satisfactoria no puede asegurarse la estabilidad a largo plazo (> 50 años): No obstante este método es de los más eficaces de que se dispone en la actualidad.

Es importante que los revestimientos posean flexibilidad suficiente para absorber sin fisurarse las deformaciones debidas a los asentamientos bajo la sobrecarga de lodos. Por esta razón deben evitarse los revestimientos rígidos tipo gunita o suelo estabilizado.

Las deformaciones y alargamientos pueden ser inadmisibles para la mayoría de los revestimientos en zonas de cambios bruscos de geometría, como en el contacto entre los taludes perimetrales y el fondo o cuando existen en éste protuberancias, afloramientos rocosos, etc., no regularizados.

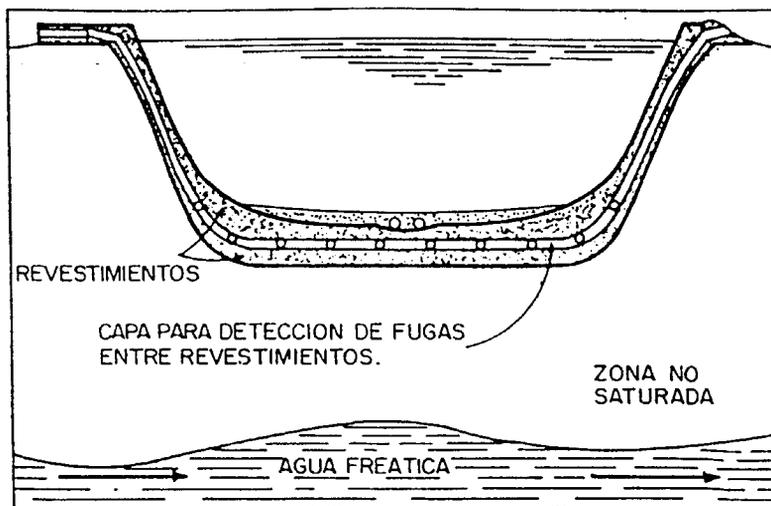


Fig. A-2.5. Revestimiento con control de fugas.

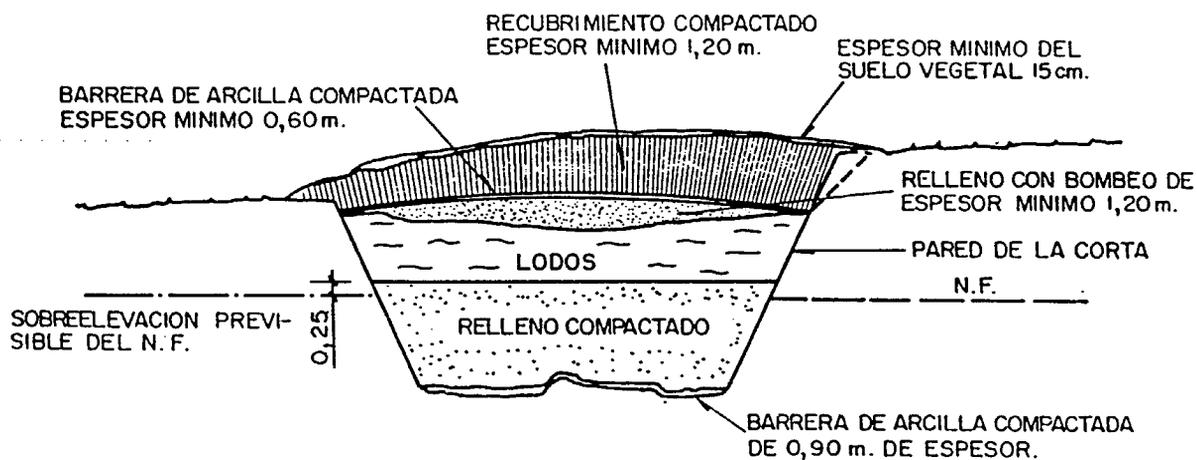


Fig. A-2.6. Almacenamiento de lodos en una corta.

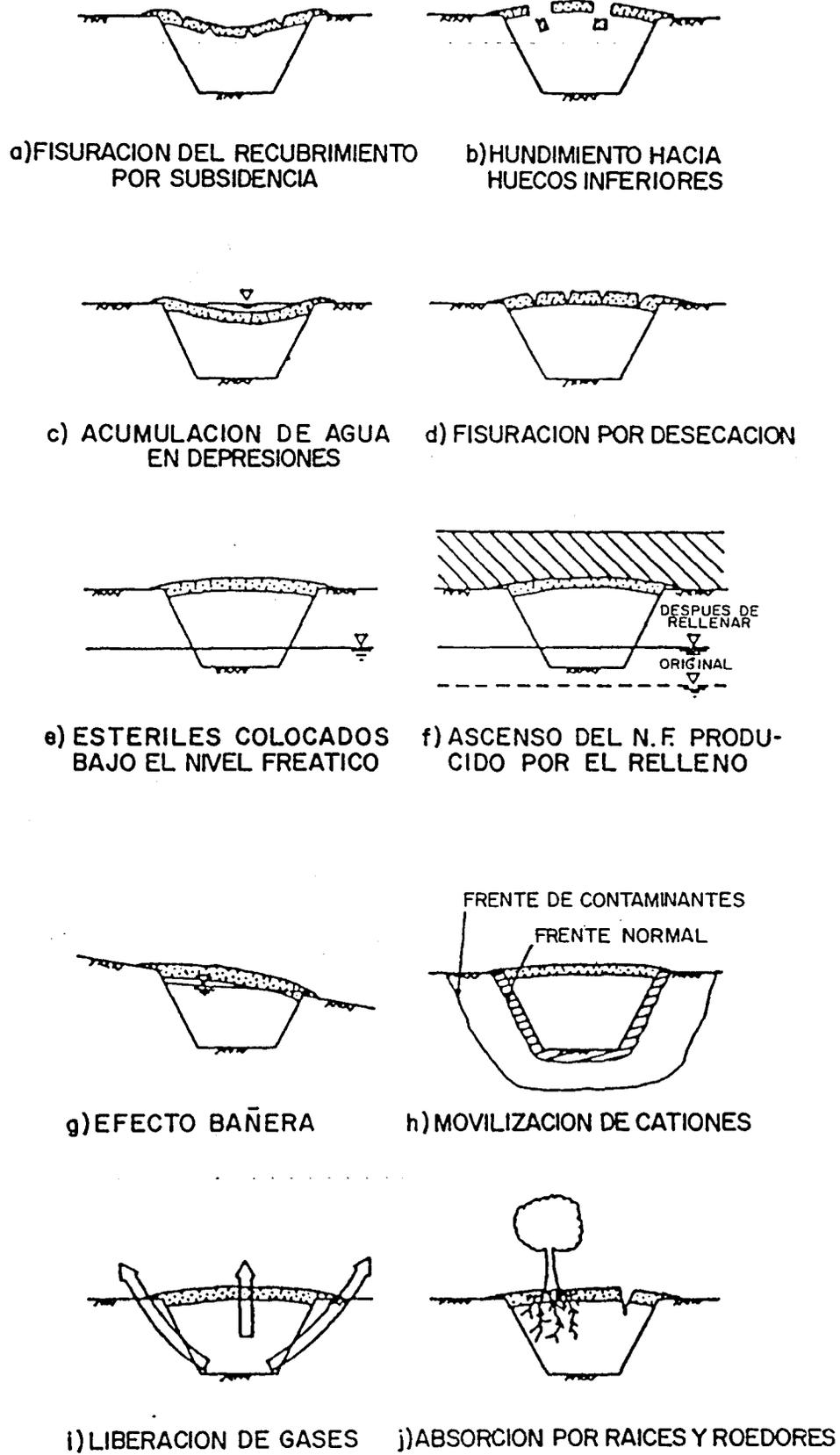


Fig. A-2.7. Causas de defectuoso comportamiento del depósito de estériles.

### A-2.7. CONTROL DE EMISIONES GASEOSAS-RECUBRIMIENTOS SUPERFICIALES

Existen diversas razones para cubrir la superficie de los lodos con materiales inertes, como son:

- Desviar escorrentías y eliminar la infiltración de agua que, a su vez, sirve de vehículo a la contaminación.
- Evitar la dispersión y arrastre de partículas por acción eólica.
- Reducción y absorción de las emisiones radioactivas.
- Favorecer la implantación vegetal y mejorar el aspecto estético.
- Aislamiento físico y protección de los lodos a largo plazo.

En la fig. A-2.6. se muestra una solución típica.

En el caso de estériles radioactivos el efecto más nocivo es el paso del radio a radón gaseoso  $^{222}\text{Ra}$ , que se desintegra a su vez en plomo, polonio, bismuto, etc., los cuales pueden ser absorbidos por vía pulmonar<sup>(1)</sup>

Las emanaciones de radón pueden eliminarse con recubrimientos finos en estado húmedo, recomendándose un espesor mínimo de 3 m.

Los recubrimientos de superficie pueden verse sujetos a distintos problemas, algunos de los cuales se esquematizan en la fig. A-2.7.

Algunos de ellos como el asentamiento pueden reducirse con una curvatura superficial apropiada, que al mismo tiempo sirve para evitar la acumulación de agua sobre eventuales depresiones. El agrietamiento superficial puede evitarse colocando un manto superficial de tipo granular. El efecto de las grietas se reduce al ir aumentando el espesor del recubrimiento y depende mucho de las condiciones climáticas exteriores.

Debe estudiarse cuidadosamente el efecto de las aguas freáticas actuando contra el revestimiento. Por otra parte si se permite la infiltración de agua a un depósito impermeable, éste puede llegar a rebosar (efecto bañera), lo cual

<sup>(1)</sup> El Real Decreto 2.519/1982 de 12 de agosto (B.O.E. del 8 de octubre) regula los niveles máximos de radiación tolerables por inhalación o ingestión.

puede dar lugar a contaminaciones superficiales.

Cuando se prevea la formación de gases que puedan dar lugar a agrietamiento del recubrimiento, deberán dejarse en éste capas permeables o respiraderos controlados.

Análogamente debe cuidarse la absorción de contaminantes por plantas desarrolladas sobre el recubrimiento y la perforación de éste por roedores, topos, etc.

Los recubrimientos a colocar deben ser relativamente impermeables, capaces de deformarse sin fisuración excesiva, resistir sin degradación ciclos de humedad-sequedad o hielodeshielo, poseer una resistencia aceptable a la erosión, no ser muy costosos y requerir poco mantenimiento.

Aunque se han propuesto recubrimientos artificiales, membranas, etc., la solución más común consiste en extender una capa arcillosa de un espesor mínimo de 1,50 m. Sin embargo, en situaciones problemáticas o con mayores niveles de peligrosidad puede ser necesario aplicar recubrimientos considerablemente más gruesos.

En la fig. A-2.8 se muestra una posible solución que incluye una barrera hidráulica y una capa granular gruesa (barrera biológica), con las correspondientes capas filtro.

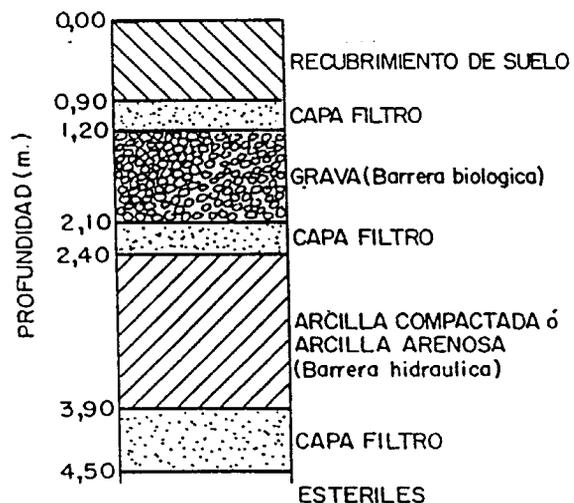
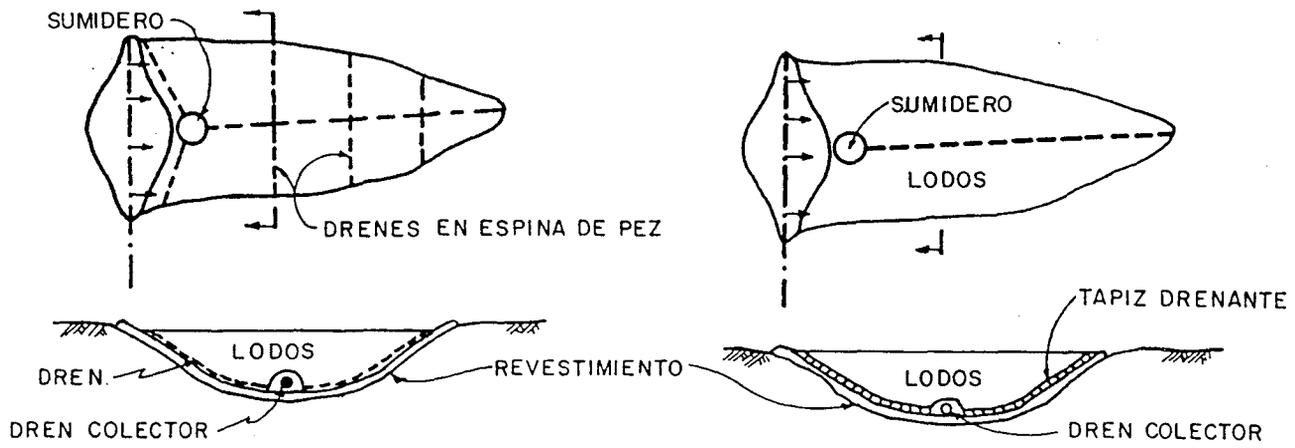
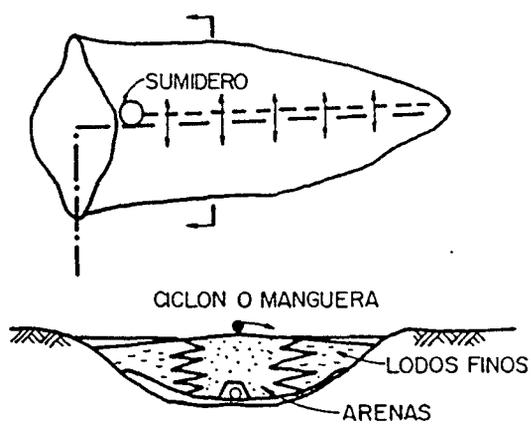


Fig. A-2.8.

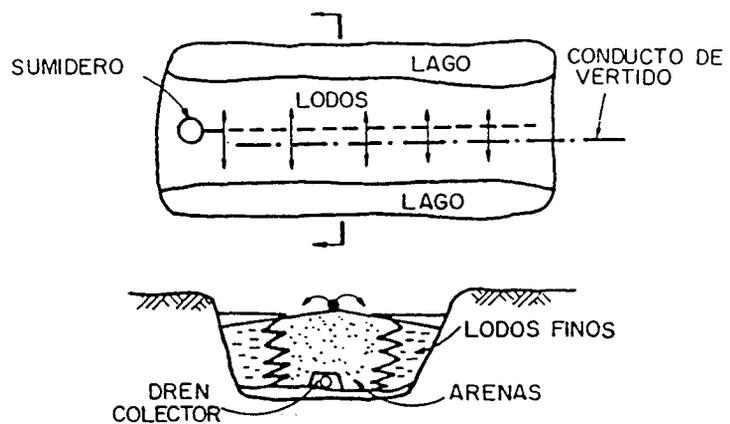


a) DRENAJE CONVENCIONAL

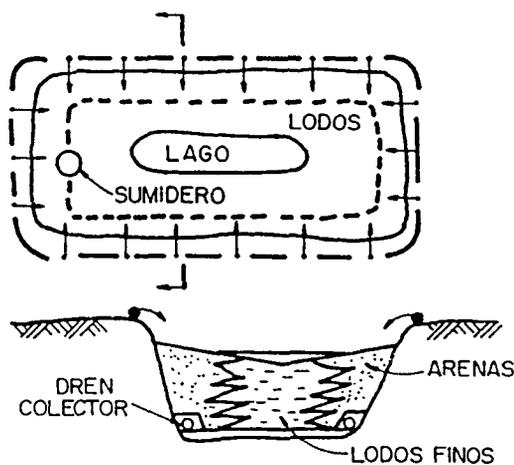
b) DRENAJE INTERNO MEDIANTE UN TAPIZ



c) DRENAJE INTERNO FAVORECIENDO LA SEGREGACION



d) VERTIDO FAVORECIENDO LA SEGREGACION



e) VERTIDO EN CORTA CON SEGREGACION PARA DRENAJE PERIFERICO

Fig. A-2.9. Soluciones de drenaje de fondo.

## A-2.8. CAPTACION Y CONTROL DE EFLUENTES

### A-2.8.1. Drenes de fondo

En algunos casos es interesante drenar el agua de los lodos por encima del revestimiento impermeable, llevándolos a una zona de tratamiento o reciclándola. Con ello se reducen las presiones y caudales de infiltración hacia el terreno.

En la fig. A-2.9 se muestran algunas posibles soluciones. El principal problema es, como en el caso de cualquier dren enterrado, la colmatación, lo cual debe prevenirse con un diseño adecuado de los correspondientes filtros (ver fig. A-2.10).

### A-2.8.2. Otros tratamientos

El riesgo de contaminación por infiltración es tanto mayor cuanto menor es el recorrido de los lixiviados o aguas tóxicas hasta los acuíferos del substrato.

En algunos casos puede estudiarse la solución de interceptar estos acuíferos mediante pantallas, inyecciones, etc. (fig. A-2.11) o deprimirlos por bombeo de forma que se aumente el recorrido vertical de la infiltración y se evite la formación de un flujo continuo y saturado.

Si el acuífero tiene muy poca capacidad de almacenamiento y es relativamente superficial se puede drenar aguas abajo del dique, reciclando el agua al lavadero (fig. A-2.12).

Debe considerarse también la reducción previa del agua de los lodos mediante espesamiento, filtrado, ciclonado selectivo, etc., de forma que se consiga una deposición lo más seca posible.

En algún caso se ha estudiado la mezcla con cemento o productos hidrófilos pero estos tratamientos son de coste muy elevado.

Una solución intermedia puede ser el depósito «semiseco» utilizando balsas alternativas o variando el punto de vertido de forma que se constituyan playas de gruesos de fácil drenaje reciclando los efluentes de los mismos.

### A-2.8.3. Control de niveles de contaminación

Cuando exista riesgo de contaminación de acuíferos deben disponerse estaciones de muestreo en el caso de aguas superficiales o pozos de control atravesando los acuíferos po-

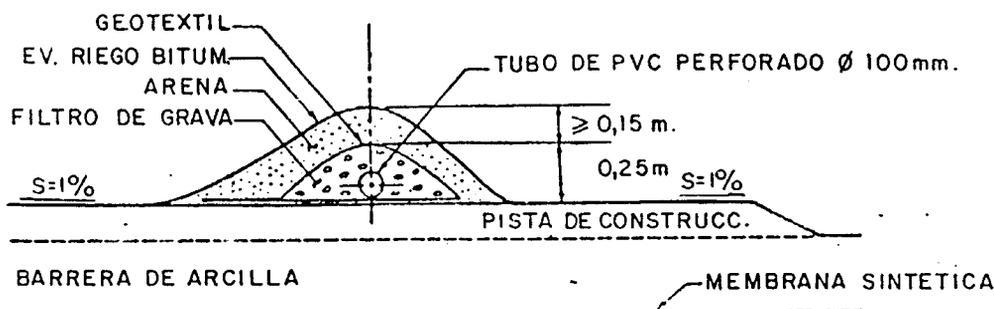


Fig. A-2.10. Dren colector de fondo.

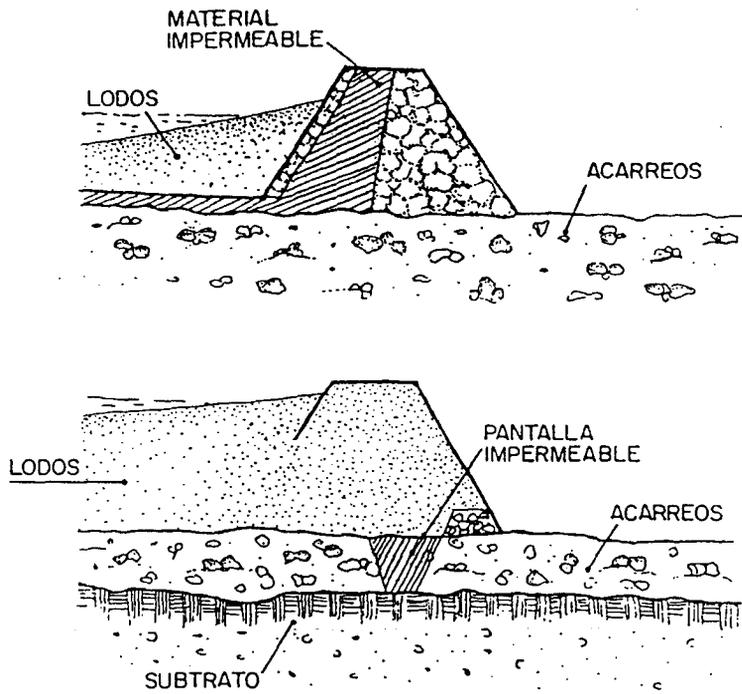


Fig. A-2.11. Intercepción de filtraciones.

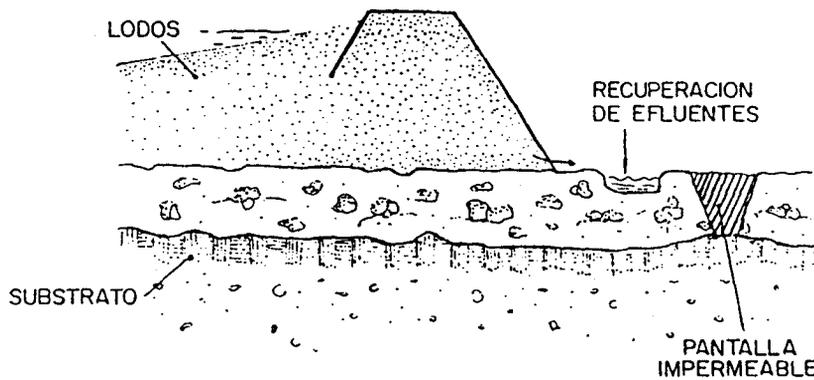


Fig. A-2.12. Reciclado de los efluentes interceptados.

tencialmente afectados, con objeto de hacer determinaciones periódicas de concentración y tipo de eventuales contaminantes.

Lo mismo deberá hacerse cuando se adopten soluciones «semipermeables» o no exista una garantía suficiente de impermeabilidad en el revestimiento colocado.

Deben hacerse controles sistemáticos (al menos 1 mensual) de emisiones gaseosas y naturaleza de los efluentes.

Deberán llevarse también los libros-registro referentes a vertidos en cauces públicos y exigidos por las Comisarias de Aguas o Confederaciones Hidrográficas.

## A-2.9. ABANDONO DE LAS BALSAS

Debe prestarse especial atención en zonas de alta sismicidad a los depósitos susceptibles de licuefacción en el momento del abandono de la balsa, ya que con el tiempo el riesgo sísmico aumenta de forma mucho más apreciable que la posible consolidación de los lodos.

Es deseable que al abandonar una balsa se levante un Acta de su situación exacta, la cual debe conservarse en la mina, o en la Jefatura correspondiente, comprobando si existe variación perjudicial de las condiciones de partida mediante sucesivas revisiones cuya periodicidad debe establecerse en función del riesgo potencial de la instalación, sin sobrepasar los 5 años en las de desarrollo importante.

Las exigencias respecto al abandono serán distintas en el caso de que continúe la actividad minera del propietario de la balsa o se trate de un cierre definitivo de las instalaciones.

En los casos en los que se deriven efluentes de los depósitos abandonados deberá hacerse un análisis de los mismos con una periodicidad función de su grado de peligrosidad. Si en el momento del abandono la toxicidad no es aceptable deberán adoptarse previamente medidas de depuración, retención, etc.

Deberá vigilarse y prohibirse toda extracción de material de un depósito de estériles abandonado siempre que ello pueda afectar a la estabilidad del mismo o se trate de residuos contaminados, cuya movilización resulte nociva o peligrosa. Igualmente se cuidará el mantenimiento de los recubrimientos, protecciones vegetales, etc., establecidos en el momento del abandono.

Si existe riesgo de erosión en cárcavas o regueros por la lluvia o nieve fundida los paramentos de la balsa deberán cubrirse con una capa protectora incluso en la fase de explotación, o adoptar taludes suficientemente bajos (5/1) para reducir al mínimo la escorrentía sobre los mismos.

## A-2.10. ESCOMBRERAS

En el caso de escombros tóxicos o radioactivos las escombreras pueden plantear problemas diversos que requieren atención especial.

El agua que se infiltra por una escombrera que contenga pequeñas concentraciones de materiales radioactivos puede disolver metales pesados y pequeñas concentraciones de aquéllos.

En los casos en que los escombros contienen pirita el control de efluentes requiere una atención especial si la roca lleva trazas de elementos radioactivos. Los sulfuros de hierro expuestos al aire se oxidan formando óxido férrico y anhídrido sulfuroso. Este se combina con el agua y el oxígeno para formar ácido sulfúrico que disuelve fácilmente el uranio, así como otros metales pesados que pueden existir en pequeñas concentraciones.

Los efluentes de las escombreras pueden reducirse o eliminarse evitando la infiltración de agua. Pueden disponerse zanjas de intercepción perimetral y derivación de escorrentías.

Siempre que sea posible la escombrera debe situarse sobre terreno impermeable y aguas arriba de la balsa de lodos de forma que los efluentes sean recogidos en ésta sin necesidad de obras de drenaje independientes.

Cuando no sea posible evitar los efluentes, éstos deberán recogerse y tratarse adecuadamente antes de verterlos al entorno físico.

En zonas áridas el vertido de efluentes en estanques de evaporación puede ser un método práctico pero en la mayor parte de los casos se requiere tratamiento químico como la utilización de cal para neutralizar la acidez y el uso de cloruro bórico, resinas, etc., para precipitar el radio disuelto.

Debe determinarse la radioactividad y toxicidad de los escombros antes de decidir su destino final, sobre todo cuando éste sea su utilización como relleno, terraplenados, estructuras

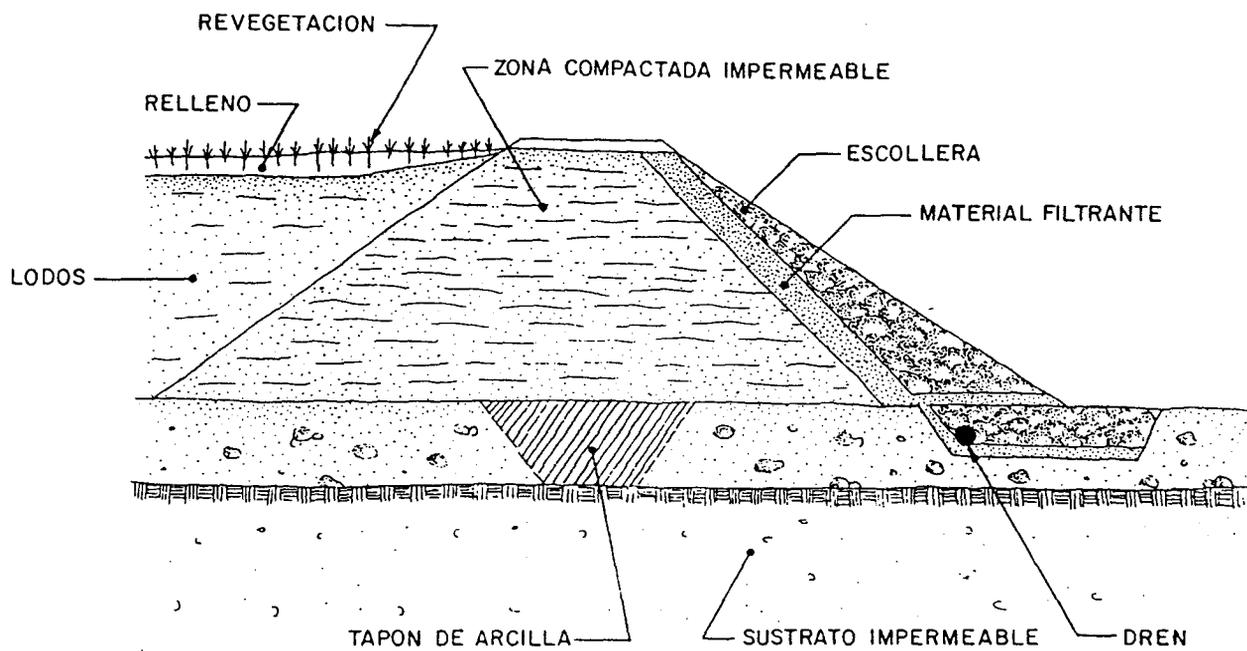


Fig. A-2.13. Intercepción de afluentes de lodos vertidos sobre escombreras.

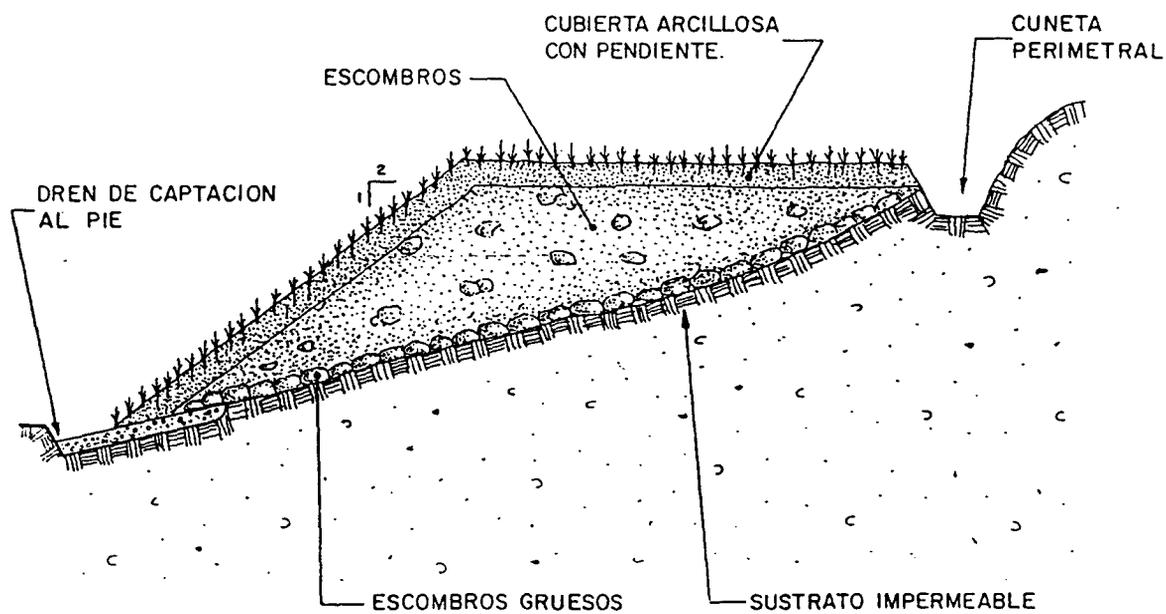


Fig. A-2.14. Recubrimiento de escombreras para su abandono.

de retención, construcción de pistas u otros usos.

Cuando se decida el vertido en escombreras, los lixiviados de éstas, a través de las oportunas instalaciones de drenaje, deben captarse y recircularse a la planta de extracción o tratamiento (fig. A-2.13).

Estos lixiviados pueden plantear problemas importantes en zonas de elevada pluviometría o donde pueda desarrollarse actividad bacteriana.

Cuando las escombreras deban abandonarse y ya no sea posible tratar los efluentes debe evitarse la formación de éstos con las oportunas medidas de recubrimiento superficial y derivación de escorrentías.

En la fase de construcción la superficie de la escombrera debe llevar una pendiente que evi-

te los encharcamientos y permita un rápido drenaje.

A largo plazo es conveniente colocar un recubrimiento impermeable sobre la escombrera, con una pendiente adecuada, que a su vez proteja de la erosión, acción eólica, etc., y favorezca el crecimiento de vegetación (fig. A-2.14).

Este recubrimiento sirve también para controlar la emanación potencial de radón. El espesor de este recubrimiento no debe ser inferior a 1,50 m. (ver Ap. A-2.7).

En el diseño de escombreras con contenido tóxico o radioactivo debe asegurarse un coeficiente de seguridad no inferior a 1,3 en todo el proceso de formación de las mismas y no inferior a 1,5 a largo plazo.

## INDICE TEMATICO

- Abandono
  - Balsas, 109, 178
  - Escombreras, 146
- Accidentes, 11, 98, 143
- Agua
  - Extracción forzada, 88
  - Recuperación, 40, 65
- Aguas superficiales
  - Evacuación, 65
  - Retención, 65
- Aliviaderos, 65, 67
- Ancho de coronación, 59, 64
- Angulo de rozamiento
  - Escombros, 119
  - Lodos, 34
- Avenidas, 153
- Bombeo, 70
- Capacidad de almacenamiento, 40, 43
- Cementación, 35
- Ciclonado, 50, 58, 89
- Consolidación, 32, 43, 73
- Contaminantes, 168
- Control
  - Balsas, 108
  - Contaminación, 176
  - Escombreras, 143
- Costes operativos, 16
- Costras, 35
- Cunetas de intercepción, 66, 133
- Chimeneas, 65, 67
- Decantación, 41
- Densidad relativa, 34
- Descarga espesada, 22, 50
- Dique inicial
  - Agrietamiento, 54
  - Cimentación, 53, 56
  - Tipos, 57
- Diques
  - Antisísmicos, 99
  - Autorecercibles, 58
  - Centrados, 60
  - Estabilidad, 89, 94
  - Filtraciones, 73
  - Hacia adelante, 59
  - Previos, 61
  - Tipo presa de embalse, 62
- Drenaje
  - Chimeneas, 60
  - Diques, 82
  - Drenes internos, 85
  - Drenes de fondo, 136, 176
  - Escombreras, 134
  - Mejora de la estabilidad, 104, 141s.
  - Núcleos drenantes, 136
- Emplazamiento
  - Balsas, 36, 38, 166
  - Escombreras, 115
- Ensayos
  - In situ, 25
  - Laboratorio, 53, 90
- Erosión interna, 83
- Escombreras
  - Abandono, 146
  - Causas de inestabilidad, 123
  - Construcción, 137
  - Drenaje, 134, 141
  - Estabilidad, 121, 126
  - Problemas dinámicos, 130
  - Rodadura de piedras, 132
  - Seguridad, 143

- Tipología, 115
- Escombros
  - Deformabilidad, 120
  - Ensayos, 118
  - Muestreo, 118
  - Prospecciones, 118
  - Tóxicos, nocivos o radiactivos, 165s.
  - Vertido, 125, 139
- Estabilidad
  - Acciones sísmicas, 98s
  - Coeficientes de seguridad
    - Balsas, 93
    - Escombreras, 121
  - Diques, 89
  - Escombreras, 121
  - Formas de rotura, 91, 122
  - Mejora, 103, 141
  - Acciones sísmicas, 98s
- Esteriles tóxicos, nocivos o radioactivos
  - Control de efluentes, 176
  - Emisiones gaseosas, 174
  - Escombreras, 178
  - Tipología diques, 166
- Evaporación, 41
- Filtraciones 73
  - Diques autorecrescentes, 79
  - Diques con tapiz, 81
  - Diques homogéneos, 83
  - Escombreras, 127
  - Sellado, 88
- Filtros, 87
- Flujos
  - De escombros, 130
  - De lodo, 102
- Galerías, 67s, 83, 86, 134
- Granulometría
  - Escombros, 119
  - Lodos, 27s
  - Variación en la balsa, 31
- Hidrología, 37
- Ignición espontánea, 144
- Impacto ambiental, 36, 105s
  - Escombreras, 144
- Infiltración, 88, 168
- Lodos
  - Pendiente, 43
  - Proceso, 13
  - Transporte, 45
  - Vertido, 50
- Licuefacción, 100s
- Lixiviación, 35, 166
- Manantiales, captación, 117
- Materiales
  - Para diques, 89
- Muestras
  - De lodos, 25
  - Escombros, 118
  - Terreno, 55
- Partidores de carga, 45
- Peso específico
  - Lodos, 27
- Permeabilidad
  - Diques, 73s, 79
  - Lodos, 32, 90
- Plasticidad (lodos), 31
- Porosidad, 32
- Presas mineras
  - Construcción, 57
  - Escalonadas, 24
  - Tipología, 21, 166
- Prospecciones
  - Balsas, 25, 53
  - Escombreras, 118
- Resguardo, 64
- Resistencia al corte
  - Escombros, 119
  - Lodos, 33 s
  - Materiales de dique, 90
- Restauración, 109s, 147, 178
- Revestimientos, 171
- Sedimentación, 30, 41, 46
- Segregación, 118
- Sifonamiento, 88
- Sifones, 65, 72
- Sismicidad, 98
- Surgencias, 78
- Tapices impermeables, 62, 81, 88
- Tixotropía, 35
- Transporte de lodos, 45s
  - Bombeo, 65, 70
  - Potencias de bombeo, 48
  - Rugosidad tuberías, 47
  - Velocidad, 45, 47
- Tratamientos del terreno, 55, 56
- Vertido lodos, 50, 64