

# GEOTECNIA EN INGENIERÍA DE PRESAS



# GEOTECNIA EN INGENIERÍA DE PRESAS

Raúl Flores Berrones, Vangel Hristov Vassilev, Xiangyue Li Liu  
(editores)

## Geotecnia en ingeniería de presas

IMTA

Coordinación de Tecnología Hidráulica

México, 2001

627.8  
I65 Instituto Mexicano de Tecnología del Agua  
Geotecnia en ingeniería de presas / *Raúl Flores Berrones, Vangel  
Hristov Vassilev, Xiangyue Li Liu (ed.)*.- México: IMTA, 2001.  
587 pp. 22.5 x 15.5 cm  
Incluye bibliografía  
ISBN 968-7417-91-9  
1. Geotecnia 2. Mecánica de suelos 3. Presas

Coordinación editorial:  
Subcoordinación de Editorial y Gráfica.

Revisión literaria:  
Antonio Requejo del Blanco.

Diseño y formación:  
Marisela Calderón Pérez  
Gema Alín Martínez Ocampo

Ilustraciones:  
Marisela Calderón Pérez  
Rosario Castro Rivera  
Gema Alín Martínez Ocampo  
Luisa Gpe. Ramírez Martínez

Diseño de portada:  
Ricardo Espinosa Reza

Primera edición: 2001.

DR © Instituto Mexicano de Tecnología del Agua  
Paseo Cuauhnáhuac 8532,  
62550 Progreso, Morelos

ISBN 968-7417-91-9

Hecho en México - Printed in Mexico

## LISTA DE AUTORES

---

Javier Avilés López	Investigador. Subcoordinación de Obras y Equipos Hidráulicos, Coordinación de Tecnología Hidráulica, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Raúl Flores Berrones	Investigador. Subcoordinación de Obras y Equipos Hidráulicos, Coordinación de Tecnología Hidráulica, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
José Francisco González Valencia	Jefe del Departamento de Procesamiento y Análisis. Subgerencia de Comportamiento de Estructuras, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, Subdirección Técnica, Comisión Federal de Electricidad.
Sergio Raúl Herrera Castañeda	Profesor. Departamento de Geología y Geotecnia División de Ingeniería en Ciencias de la Tierra, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
Vangel Hristov Vassilev	Investigador. Departamento de Hidrotecnia, Instituto de Problemas de Agua, Academia Búlgara de Ciencias.
Xiangyue Li Liu	Investigador. Subcoordinación de Obras y Equipos Hidráulicos, Coordinación de Tecnología Hidráulica, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Roberto Mejía Zermeño	Investigador. Subcoordinación de Hidrología y Mecánica de Ríos, Coordinación de Tecnología Hidrológica, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

# ÍNDICE

PRESENTACIÓN	17
PREFACIO	19
1. GEOTECNIA Y PRESAS	23
1.1 Factores importantes en el proyecto de una presa	23
1.2 Geotecnia en diferentes etapas de vida de una presa	24
1.3 Fallas de presas por causas geotécnicas	26
1.3.1 <i>Presa St. Francis, EUA</i>	28
1.3.2 <i>Presa Malpasset, Francia</i>	30
1.3.3 <i>Presa Vaiont, Italia</i>	34
1.3.4 <i>Presa Teton, EUA</i>	37
Referencias	42
2. CONSIDERACIONES BÁSICAS	45
2.1 Clasificación de presas	45
2.1.1 <i>Clasificación por el tipo de cortina</i>	45
2.1.2 <i>Presas de concreto o mampostería</i>	45
2.1.3 <i>Presas de tierra y enrocamiento</i>	49
2.1.4 <i>Clasificación por riesgo potencial</i>	55
2.1.5 <i>Clasificación por tamaño</i>	56
2.1.6 <i>Clasificación según el uso</i>	56
2.2 Selección del sitio	57
2.2.1 <i>Condiciones topográficas</i>	57
2.2.2 <i>Condiciones geológicas y geotécnicas</i>	58
2.2.3 <i>Otros factores</i>	61
2.3 Acciones de diseño	61
2.3.1 <i>Acciones</i>	63
2.3.2 <i>Combinaciones de acciones</i>	74
2.4 Determinación de cota corona	76
2.4.1 <i>Cortinas de concreto</i>	76
2.4.2 <i>Cortinas de tierra</i>	83
2.4.3 <i>Ejemplo de cálculo</i>	86
Referencias	91
3. SISMICIDAD	93
3.1 Causas de los sismos	93

3.2	Sismos de origen tectónico	93
3.3	Ondas sísmicas	94
3.4	acelerogramas	96
3.5	Magnitud e intensidad	96
3.6	Acciones sísmicas	99
3.7	Efectos de sitios	101
3.7.1	<i>Efectos de la topografía</i>	102
3.7.2	<i>Efectos de la geología</i>	103
3.8	Provincias sismogénicas	105
3.8.1	<i>Temblores de subducción</i>	105
3.8.2	<i>Temblores de fallamiento normal o profundidad intermedia</i>	109
3.8.3	<i>Temblores de intraplaca o locales</i>	109
3.8.4	<i>Temblores de fallamiento transcurrente</i>	110
3.9	Selección de parámetros sísmicos de diseño	111
3.9.1	<i>Leyes de atenuación</i>	111
3.9.2	<i>Mapas de peligro sísmico</i>	112
3.9.3	<i>Espectros de respuestas</i>	117
3.9.4	<i>Ejemplos de aplicación</i>	123
	Referencias	124
4.	HIDROLOGÍA	125
4.1	Introducción	125
4.2	Recopilación de información	127
4.3	Escurrimientos normales	131
4.4	Diseño del embalse	134
4.5	Funcionamiento de vaso	136
4.6	Diseño de la obra de excedencias	138
4.7	Obra de desvío	144
4.8	Hidrología operativa	145
5.	IMPACTO AMBIENTAL	147
5.1	Introducción	147
5.2	Impactos de las presas en las personas y en el medio ambiente	147
5.3	Impacto de las hidroeléctricas	149
5.4	Impactos ambientales potenciales al clausurar una presa	149
5.5	Sustentabilidad de presas	149
5.6	Solución a las demandas de agua y energía	150
5.7	Consideraciones pertinentes a la construcción de nuevas presas	152
5.8	Lineamientos de la ICOLD (1997) para la construcción de nuevas presas	155

5.9 Ejemplos de compatibilidad de algunas presas con un medio ambiente	157
5.10 Conclusiones	157
Referencias	164
6. PRINCIPIOS DE GEOLOGÍA APLICADA	167
6.1 Introducción	167
6.2 Factores que influyen en la selección de un sitio	167
6.2.1 <i>Topográficos</i>	168
6.2.2 <i>Geológicos</i>	171
6.2.3 <i>Materiales de construcción</i>	172
6.3 Tipos de rocas	172
6.3.1 <i>Rocas ígneas intrusivas</i>	173
6.3.2 <i>Rocas ígneas extrusivas</i>	176
6.3.3 <i>Rocas sedimentarias</i>	178
6.3.4 <i>Rocas metamórficas</i>	184
6.4 Geología estructural	186
6.4.1 <i>Estructuras primarias sedimentarias</i>	186
6.4.2 <i>Estructuras primarias ígneas</i>	187
6.4.3 <i>Estructuras secundarias</i>	189
6.4.4 <i>Discontinuidades</i>	192
6.5 Hidrogeología	200
6.5.1 <i>Nivel freático</i>	200
6.5.2 <i>Acuíferos</i>	201
Referencias	204
7. ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS	205
7.1 Introducción	205
7.2 Etapas de exploración	206
7.3 Estudios preliminares	207
7.3.1 <i>Recopilación de información</i>	207
7.3.2 <i>Reconocimiento del sitio</i>	209
7.4 Estudios de detalle, métodos directos	210
7.4.1 <i>Levantamientos geológicos superficiales</i>	210
7.4.2 <i>Sondeos</i>	217
7.4.3 <i>Pozos a cielo abierto, zanjas y galerías</i>	222
7.5 Estudios de detalle, métodos indirectos	223
7.5.1 <i>Fotogeología</i>	223
7.5.2 <i>Métodos geofísicos</i>	226
7.6 Estudios geológicos en la boquilla y en el embalse	233

7.6.1	<i>Estudios en la boquilla</i>	233
7.6.2	<i>Estudios en el embalse</i>	235
8.	PROPIEDADES DE ROCAS	237
8.1	Introducción	237
8.2	Propiedades de la roca intacta	237
8.2.1	<i>Propiedades índice</i>	237
8.2.2	<i>Propiedades mecánicas</i>	239
8.2.3	<i>Deformabilidad de la roca intacta</i>	244
8.2.4	<i>Clasificación de la roca intacta</i>	245
8.3	Propiedades de los macizos rocosos	250
8.3.1	<i>Resistencia al esfuerzo cortante en discontinuidades</i>	250
8.3.2	<i>Deformabilidad</i>	254
8.3.3	<i>Determinación de módulos de deformabilidad, métodos estáticos</i>	259
8.3.4	<i>Determinación de módulos de deformabilidad, métodos dinámicos</i>	264
8.4	Permeabilidad	266
	Referencias	271
9.	PROPIEDADES DE SUELOS	273
9.1	Introducción	273
9.2	Clasificación de los suelos	273
9.2.1	<i>Suelos gruesos</i>	274
9.2.2	<i>Suelos finos</i>	276
9.3	Permeabilidad	278
9.4	Resistencia al esfuerzo cortante en suelos	281
9.4.1	<i>Definiciones</i>	281
9.4.2	<i>Tipos de pruebas</i>	282
9.4.3	<i>Resistencia de suelos cohesivos</i>	287
9.4.4	<i>Resistencia de suelos friccionantes</i>	292
9.5	Consolidación	294
	Referencias	296
10.	TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN	297
10.1	Introducción	297
10.2	Excavaciones	298
10.2.1	<i>Limpia superficial</i>	298
10.2.2	<i>Excavaciones de la roca alterada</i>	299
10.3	Tratamiento dental	301
10.4	Tratamiento de cimentaciones mediante pantallas	302

10.5 Inyecciones de impermeabilización y consolidación en roca	307
10.5.1 <i>Objetivos de las inyecciones</i>	307
10.5.2 <i>Pantalla de impermeabilización</i>	308
10.5.3 <i>Tapetes de consolidación</i>	310
10.5.4 <i>Inyecciones de relleno</i>	311
10.5.5 <i>Procedimientos de inyección</i>	312
10.5.6 <i>Productos empleados en la inyección</i>	314
10.5.7 <i>Pruebas de campo</i>	320
10.6 Drenaje	321
Referencias	323
11. MATERIALES DE TIERRA Y ENROCAMIENTO	325
11.1 Introducción	325
11.2 Diseño de cortinas	329
11.2.1 <i>Elemento impermeable</i>	329
11.2.2 <i>Cuerpo resistente</i>	331
11.2.3 <i>Filtro</i>	333
11.2.4 <i>Protección contra oleaje</i>	334
11.3 Enrocamiento	336
11.3.1 <i>Propiedades índice</i>	336
11.3.2 <i>Resistencia al corte</i>	342
11.3.3 <i>Otras propiedades mecánicas</i>	348
11.3.4 <i>Selección y pruebas de materiales</i>	354
11.4 Suelos dispersivos	358
11.4.1 <i>Mecanismos</i>	358
11.4.2 <i>Identificación</i>	361
11.4.3 <i>Consideraciones de diseño para presas</i>	362
11.5 Suelos expansivos	365
11.5.1 <i>Mecanismos</i>	365
11.5.2 <i>Identificación</i>	366
11.5.3 <i>Consideraciones de diseño para presas</i>	367
11.6 Otros suelos	370
11.6.1 <i>Suelos colapsables</i>	370
11.6.2 <i>Suelos lícubles</i>	371
11.7 Resistencia a la tensión de materiales térreros	373
Referencias	376
12. CONTROL DEL FLUJO DE AGUA	379
12.1 Introducción	379
12.2 El fenómeno de la tubificación	380

12.3 Fuerzas del flujo de agua	386
12.4 Consideración de las fuerzas de flujo en la estabilidad de taludes	389
12.4.1 <i>Empleando peso sumergido y fuerzas de filtración</i>	392
12.4.2 <i>Empleando el peso total del suelo y las presiones periféricas del agua</i>	397
12.5 Medidas para reducir el flujo de agua	398
12.6 Diseño de filtros	403
12.6.1 <i>Introducción</i>	403
12.6.2 <i>Criterios de diseño</i>	404
12.6.3 <i>Criterio de Sherar-Dunningan</i>	410
12.6.4 <i>Requisitos adicionales</i>	411
12.6.5 <i>Filtros graduados o de varias capas</i>	413
12.6.6 <i>Usos de geotextiles</i>	413
12.7 Conclusiones y recomendaciones	418
Referencias	419
13. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	421
13.1 Introducción	421
13.2 Fallas en taludes	423
13.2.1 <i>Tipos de falla</i>	423
13.2.2 <i>Causas de falla</i>	425
13.3 Consideraciones para el análisis	427
13.3.1 <i>Parámetros de resistencia al corte</i>	427
13.3.2 <i>Condiciones de presión de poro</i>	430
13.3.3 <i>Factor de seguridad</i>	432
13.4 Métodos de análisis	434
13.4.1 <i>Superficies de falla simples</i>	434
13.4.2 <i>Análisis de dovelas</i>	436
13.5 Cartas de diseño	440
13.5.1 <i>Cartas de Janbu</i>	440
13.5.2 <i>Carta de Charles y Soares</i>	446
13.5.3 <i>Carta de Barbosa, Morris y Sarma</i>	447
13.6 Ejemplos de aplicación	451
13.6.1 <i>Sección homogénea</i>	451
13.6.2 <i>Cortina de enrocamiento</i>	452
12.6.3 <i>Cortina zonificada</i>	453
Referencias	454
14. ANÁLISIS DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN	457
14.1 Introducción	457

14.2 Asentamiento y consolidación	458
14.2.1 <i>Causas de asentamientos</i>	458
14.2.2 <i>Cálculo de asentamientos</i>	461
14.2.3 <i>Consolidación</i>	464
14.3 Estudios de esfuerzo-deformación	466
14.3.1 <i>Principios básicos</i>	466
14.3.2 <i>Relaciones esfuerzo-deformación</i>	469
14.4 Ejemplos de aplicación	471
Referencias	479
15. ANÁLISIS SÍSMICO	481
15.1 Introducción	481
15.2 Diseño sísmico	483
15.2.1 <i>Comportamiento sísmico</i>	483
15.2.2 <i>Consideraciones generales de diseño</i>	485
15.2.3 <i>Procedimientos de análisis</i>	487
15.3 Condiciones sismológicas y geológicas	490
15.3.1 <i>Requerimientos para el diseño</i>	490
15.3.2 <i>Evaluación de riesgos sísmicos</i>	493
15.3.3 <i>Estudio de riesgos geológicos</i>	495
15.4 Propiedades dinámicas de los materiales térreos	498
15.4.1 <i>Pruebas dinámicas</i>	498
15.4.2 <i>Rigidez y amortiguamiento</i>	499
15.4.3 <i>Resistencia al corte dinámica</i>	504
15.4.4 <i>Compactación dinámica</i>	508
15.5 Análisis dinámico	509
15.5.1 <i>Condición inicial</i>	509
15.5.2 <i>Amplificación dinámica</i>	509
15.5.3 <i>Evaluación de daños sísmicos</i>	514
15.5.4 <i>Simulación numérica</i>	517
15.5.5 <i>Análisis de la presa San Fernando Bajo</i>	519
15.6 Análisis simplificado	525
15.6.1 <i>Estabilidad</i>	525
15.6.2 <i>Amplificación dinámica</i>	528
15.6.3 <i>Deformación permanente</i>	531
Referencias	535
16. INSTRUMENTACIÓN DE PRESAS DE MATERIALES TÉRREOS	539
16.1 Introducción	539
16.1.1 <i>Necesidad de medición</i>	539

16.1.2	<i>Diseño y seguridad de presas</i>	540
16.1.3	<i>Definiciones y objetivos de la instrumentación</i>	541
16.2	Diseño de un sistema de auscultación	542
16.2.1	<i>Selección de las variables que será medidas</i>	543
16.2.2	<i>Selección de los sitios donde serán instalados los instrumentos</i>	544
16.2.3	<i>Selección de instrumentos</i>	545
16.3	Procedimiento general de instrumentación geotécnica	546
16.3.1	<i>Organización y planeación</i>	546
16.3.2	<i>Fabricación o adquisición de instrumentos</i>	547
16.3.3	<i>Instalación</i>	548
16.3.4	<i>Medición</i>	549
16.3.5	<i>Proceso de datos</i>	550
16.3.6	<i>Análisis de resultados</i>	551
16.4	Tipos de instrumentos y principios de funcionamiento	553
16.4.1	<i>Características de un buen instrumento</i>	554
16.4.2	<i>Transductores</i>	554
16.4.3	<i>Instrumentos para medir niveles y presiones de agua</i>	555
16.4.4	<i>Instrumentos para la medición de filtraciones</i>	558
16.4.5	<i>Instrumentos para medir desplazamientos</i>	561
16.4.6	<i>Instrumentos para medir asentamientos</i>	562
16.4.7	<i>Instrumentos para medir esfuerzos</i>	566
16.4.8	<i>Instrumentos para medir deformaciones</i>	568
16.4.9	<i>Instrumentos topográficos</i>	572
16.4.10	<i>Instrumentación sísmica</i>	577
16.4.11	<i>Instrumentación automatizada</i>	579
16.5	Conclusiones	581
	Bibliografía	582
	TERMINOLOGÍA	585

# PRESENTACIÓN

Desde que fue creada la Comisión Nacional de Irrigación en 1926, se emprendió en México la construcción en gran escala de obras hidráulicas, especialmente las presas con la finalidad de almacenar agua para el riego de tierras de cultivo, generar energía eléctrica, abastecer de agua a poblaciones e industrias, controlar avenidas, así como contar con embalses para acuacultura y recreación. Las presas han sido y siguen siendo obras que contribuyen significativamente al aprovechamiento integral de los recursos hídricos, que a su vez impulsa vigorosamente el desarrollo económico y social de nuestro país. Fue precisamente la ingeniería de presas, junto con la mecánica de suelos mexicana, las ramas de la ingeniería civil que internacionalmente le dieron prestigio y reconocimiento a la ingeniería mexicana durante las décadas comprendidas entre 1940 y 1980.

Aunque en los últimos años se han construido pocas presas nuevas, están en aumento las actividades asociadas con el manejo de la seguridad y el buen funcionamiento de las presas existentes. Las tareas de operación, inspección, instrumentación, conservación y mantenimiento son cotidianas para los diferentes grupos técnicos dentro de la Comisión Nacional del Agua y fuera de la misma. Para ello ha sido necesario aplicar los conocimientos y las valiosas experiencias adquiridas en el pasado, durante las etapas de diseño y construcción de las obras.

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) está trabajando activamente en el tema de ingeniería de presas. La investigación e innovación tecnológica que se han desarrollado en los últimos años comprenden, además de las áreas de geotecnia, hidráulica e hidrología, la normalización sobre la seguridad de presas y las políticas de operación. Los tópicos relacionados a la geotecnia abarcan el control del flujo del agua, el diseño contra tubificación, la ingeniería sísmica aplicada a las presas, el análisis estático y dinámico, así como un programa de inspección. En la hidráulica se han realizado estudios experimentales sobre el funcionamiento hidráulico de obras en varias presas del país. En lo que se refiere a la hidrología de superficie, se han desarrollado nuevas técnicas estadísticas para la determinación de avenidas de diseño y se han hecho avances importantes en el análisis de poblaciones estadísticas conjuntas, así como en la modelación numérica de flujos en sistemas de ríos y llanuras de inundación, entre otros temas.

La presente publicación representa un esfuerzo conjunto de especialistas de diferentes disciplinas, la mayoría de ellos del IMTA y otros que provienen de diversas instituciones del país; en ella se pretende presentar una visión integral sobre los problemas geotécnicos

asociados con las presas. Los temas tratados son amplios: importancia e investigaciones recientes de la geotecnia, acciones de diseño, selección del sitio, sismicidad, hidrología, impacto ambiental, geología aplicada, propiedades de rocas y suelos, diseño de cortinas de tierra y enrocamiento, análisis de flujo de agua, de estabilidad y de esfuerzo-deformación e instrumentación en presas.

Este libro procura proporcionar información básica, global y didáctica sobre la concepción del proyecto y los estudios necesarios para el análisis y diseño de las presas de tierra y enrocamiento. Al tener el carácter práctico, informativo e ilustrativo, esta obra será de utilidad como guía de estudio y diseño o material de consulta para la formación de técnicos especializados. El objetivo de la obra es apoyar, actualizar y mejorar la capacidad técnica de los ingenieros, planeadores, tomadores de decisiones y todos aquéllos que están involucrados en la seguridad de las presas en el país y en otras naciones de habla hispana.

Dr. Álvaro Alberto Aldama Rodríguez  
Director General  
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

noviembre de 2001

## PREFACIO

Las presas, al mismo tiempo que benefician a la humanidad en sus actividades de riego, control de avenidas y generación de energía, representan una amenaza potencial debido a que sus fallas causan pérdidas de vidas humanas y propiedades o deterioro del medio ambiente. De allí la importancia primordial de la seguridad de estas estructuras. De hecho, entre todas las obras civiles, las presas junto con las plantas nucleares se diseñan con los más estrictos criterios de seguridad.

Las presas son las obras donde, sin duda, el papel de la geotecnia es más relevante y trascendental. Aquí, de hecho, debe haber una sincronización y coordinación prácticamente perfecta entre la geología, la topografía, la hidráulica, la hidrología, la geotecnia y la ingeniería estructural, así como la ingeniería sísmica cuando se trate de una presa localizada en una zona de temblores. Cabe señalar, que tanto Karl Terzaghi como Arthur Casagrande, fundador y principal promotor de la geotecnia moderna, respectivamente, dedicaron la mayor parte de su consultoría práctica a resolver problemas inherentes a presas. Por otro lado, un geotecnista debe tener siempre en cuenta que un mal diseño, una construcción deficiente o la mala operación de una presa, pueden traer consecuencias catastróficas.

El desarrollo de la geotecnia en México, se puede decir, tuvo lugar en los años treinta y cuarenta, en lo que se conoció como Departamento de Ingeniería Experimental, perteneciente a la Comisión de Irrigación. Dicho departamento se localizó originalmente en San Jacinto, DF, y posteriormente en Tecamachalco, estado de México. Por ese lugar pasaron grandes figuras que le darían, precisamente, un gran prestigio internacional a la geotecnia de México. A su vez las presas en sí, particularmente las de tierra y enrocamiento, han tenido en México un desarrollo tecnológico de muy alto nivel, cuya influencia asimismo ha trascendido al resto del mundo, de manera que se puede afirmar que hoy en día existe una escuela mexicana de ingeniería de presas en la que han destacado los estudios técnicos y experimentales, la instrumentación, las consideraciones sísmicas y, desde luego, el análisis de las cimentaciones y el flujo del agua a través de las cortinas, laderas o sus cimientos.

Debido a múltiples razones, hoy día la construcción de presas nuevas ha dejado lugar a la conservación de las estructuras existentes, tarea que no es menos importante. En los últimos años, se han involucrado cada vez más ingenieros en las actividades relacionadas con el manejo de seguridad de presas. Entender los principios de análisis y diseño es fundamental para poder revisar el estado de seguridad de las presas

construidas dando diagnósticos acertados a los síntomas de mal funcionamiento y proponiendo soluciones ingenieriles eficientes.

En México se han publicado varios libros y documentos que tratan del diseño y construcción de presas. Merece una mención especial el libro *Presas de tierra y enrocamiento* (Limusa, 1975), editado por el Prof. Raúl J. Marsal y el Dr. Daniel Reséndiz, el cual ha sido y sigue siendo guía de diseño y texto de enseñanza para varias generaciones de ingenieros dentro y fuera del país. Sin embargo, en la actualidad se ha detectado, entre varios grupos de técnicos y especialistas, la falta de un documento actualizado e introductorio que sirva al mismo tiempo como texto de capacitación y lineamientos para diseños preliminares.

El presente libro tiene por objetivo introducir al lector al tema de la importancia de los aspectos geotécnicos en el diseño y construcción de presas. En él se procura que el texto y los ejemplos sean simples y entendibles, sin perder la calidad, con objeto de que el lector obtenga una herramienta de apoyo al conocimiento, análisis y estudio necesarios, desde la concepción hasta la puesta en operación de una presa. Este texto no sustituye a los libros de texto y, menos aún, los especializados en las diferentes ramas que comprende el arte de diseño de presas.

El manual se divide en 16 capítulos agrupados en tres grupos. El primer grupo, formado por los primeros cinco capítulos, proporciona información general sobre varios aspectos de presas. El capítulo 1 corresponde a la descripción del papel que juega la geotecnia en diferentes etapas de vida de una presa. Se describen estadísticas de fallas y varios ejemplos de estas fallas por causas geotécnicas. El capítulo 2 trata de cuatro temas importantes en la concepción de un proyecto de presa: clasificación, selección del sitio, acciones de diseño y determinación del bordo libre. El capítulo 3 presenta información general sobre la ingeniería sísmica y datos actualizados de la sismicidad del país. El capítulo 4 se refiere a la hidrología para presas. El tema del impacto ambiental está cobrando cada vez mayor importancia y está tratado en el capítulo 5.

El segundo bloque, que comprende los capítulos del seis al diez, trata acerca de los principios básicos de geología y geotecnia con énfasis sobre presas. El capítulo 6 introduce los fundamentos de la geología aplicada en presas. El capítulo 7 presenta las etapas y detalles de los diferentes métodos de investigación geológica y geotécnica. Las propiedades básicas de rocas y suelos se describen en los capítulos ocho y nueve, respectivamente. El capítulo diez se refiere a los métodos de tratamiento del terreno de la cimentación.

La tercera y última parte del libro incluye los últimos seis capítulos, desde el 11 hasta el 16, presentando los métodos de análisis y diseño de las cortinas de tierra y enrocamiento. El capítulo 11 describe las propiedades de los materiales de tierra y

enrocamiento, principios básicos de diseño para estas cortinas y consideraciones especiales sobre suelos dispersivos, expansivos y otros suelos especiales. El control del flujo de agua es fundamental para el éxito de un proyecto de presas y es tratado en el capítulo 12. Los capítulos 13 y 14 se refieren, respectivamente, al análisis de estabilidad de taludes y de esfuerzo y deformación. El capítulo 15 presenta aspectos sísmicos en el diseño de presas. Finalmente, el capítulo 16 describe la importancia de la instrumentación en presas, así como los métodos e instrumentos comúnmente empleados. Se presenta por último un compendio de términos más usados.

Los autores del libro expresan su agradecimiento a las personas que han apoyado este proyecto durante varios años; especialmente a los doctores Álvaro A. Aldama Rodríguez y Nahun H. García Villanueva, y a los maestros en ingeniería Ricardo A. Álvarez Bretón, Víctor Bourguett Ortiz y Jesús Hernández Sánchez, todos ellos, del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. La elaboración de una parte del texto se inició gracias al patrocinio de la Gerencia de Estudios y Proyectos de Infraestructura Hidroagrícola de la Comisión Nacional del Agua. La edición de este libro ha sido posible gracias a los trabajos dedicados de los especialistas de la Subcoordinación de Editorial del Instituto, un reconocimiento a Antonio Requejo del Blanco, Rosario Castro Rivera, Ricardo Espinosa Reza, Luisa Ramírez Martínez, Gema Alín Martínez Ocampo y Marisela Calderón Pérez.

Raúl Flores Berrones  
Vangel Hristov Vassilev  
Xiangyue Li Liu

Noviembre de 2001

# 1. GEOTECNIA Y PRESAS

Raúl Flores Berrones

## 1.1 Factores importantes en el proyecto de una presa

Existen múltiples factores que intervienen en el proyecto de una presa; sin embargo, los que a continuación se indican son sin duda los más importantes en lo que se refiere a la selección del tipo de presa (Marsal y Reséndiz, 1975).

- La topografía de la región, la cual define la localización más adecuada del sitio y las dimensiones aproximadas de la cortina, la ubicación probable del vertedor y la necesidad o no de construir diques auxiliares.
- La geología del sitio define las características de las rocas y los depósitos aluviales en el cauce, así como la presencia de tectonismo o fallas activas que puedan afectar la estabilidad y buen comportamiento de una presa.
- Los materiales disponibles en el sitio permiten hacer comparaciones de costo y definir la solución más ventajosa.
- La sismicidad regional influye en la magnitud y variación de los esfuerzos a los que son sometidos los elementos de la cortina y las obras auxiliares de la presa, así como las laderas del vaso. Influye también en la magnitud de la ola que se pueda generar en el embalse.
- La hidrología de la cuenca es uno de los factores que más influyen en la elección del tipo de presa.
- Medio ambiente. El efecto del medio ambiente ha sido un factor determinante en lo que hoy en día se conoce como desarrollo sustentable.
- La geotecnia del vaso y la boquilla definen las propiedades y características de los taludes, terraplenes, obras del desvío, inyecciones y tratamiento de la cimentación de la cortina, etcétera.

Una vez que se dispone de la información relacionada con los factores antes señalados, se podrán definir las siguientes características básicas del proyecto.

- Capacidad de almacenamiento total y de azolves, así como la de regulación de avenidas.

- Gasto medio aprovechable; localización de la obra de toma (y de la casa de máquinas si es el caso).
- Altura de la presa, incluyendo el bordo libre.
- Avenida máxima probable y capacidad del vertedor, así como la ubicación de este último.
- Avenida máxima probable durante la construcción.
- Materiales disponibles en el sitio.
- Problemas especiales, particularmente aquellos relacionados con la cimentación de la cortina.

## 1.2 Geotecnia en diferentes etapas de vida de una presa

Es el diseño de una presa donde, sin duda, más se requiere el uso de la geotecnia. De hecho, la geotecnia resulta indispensable desde la concepción de la obra hasta la construcción y operación de la misma, según se explica a continuación.

Al inicio de la obra es necesario llevar a cabo un programa de exploración y muestreo preliminar en campo, que permita conocer las características de los suelos y rocas en el sitio de la boquilla y del vaso, así como la identificación y localización de los posibles bancos de materiales que podrán usarse en la construcción.

Posteriormente, se hace una exploración complementaria de campo con base en sondeos, galerías, trincheras y pruebas mecánicas *in situ*, principalmente de permeabilidad y resistencia al corte, en los sitios específicos donde se estima se construirán los elementos principales de la presa (cortina, túneles, vertedor, etc.). En esta etapa de exploración es importante tratar de detectar cualquier detalle geológico que pueda afectar el comportamiento y/o seguridad de la presa (Terzaghi, 1929).

Casi paralelamente a la ejecución de la exploración de campo, se van haciendo pruebas de laboratorio con el fin de definir las características y parámetros de los suelos y rocas que se utilizarán durante la etapa de diseño de la presa.

Como resultado de la exploración de campo y realización de las pruebas de laboratorio, se conocerán el estado y propiedades de los macizos rocosos en las laderas y lecho del río en el sitio de la boquilla, los espesores y características de los aluviones, así como toda la información relacionada con las propiedades de los materiales de construcción. Cabe aquí resaltar el cuidado especial que requiere el manejo y transporte de las muestras de suelo y rocas que se obtienen, así como el momento de labrar y montar las probetas de laboratorio, a fin de que los resultados de los análisis que con ellos se hacen tengan validez y sentido al momento de utilizarlos en el diseño.

Durante la etapa de diseño hay dos condiciones generales que se deben mantener en mente: 1) la presa debe ser segura, y 2) debe ser económica.

Tomando en cuenta lo anterior, la selección del tipo de presa y la sección de la cortina dependerán de los siguientes aspectos geotécnicos: a) tipo, cantidad, calidad y localización de los materiales (suelos, rocas, agregados, etc.) utilizables en la construcción, b) características de la cimentación en el sitio de la boquilla, y c) análisis de estabilidad de las laderas del vaso y los terraplenes en las presas de tierra y enrocamiento, así como los correspondientes análisis de esfuerzos en las cortinas de concreto y sus cimentaciones.

En lo que se refiere a las características de los materiales a utilizar, en las cortinas de tierra será importante descartar aquellos que sean dispersivos, colapsables o susceptibles a tubificación; además, para el diseño en ese tipo de cortinas, se deberá tomar muy en cuenta sus propiedades mecánicas como la resistencia al esfuerzo cortante, su compresibilidad y permeabilidad.

En todos los casos, el costo de acarreo y procesos de tratamiento requeridos en los materiales influirá en el costo total de la obra.

Las características y propiedades geotécnicas de la cimentación tienen una influencia definitiva en la selección del sitio y orientación del eje de la cortina.

Con base en la compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante de los materiales en la cimentación, se calcularán los asentamientos esperados de la cortina. La permeabilidad de esos mismos materiales definirá la cantidad de flujo que podrá pasar a través de la cimentación, así como el tipo de tratamiento, medidas y alternativas que conviene estudiar para el control o disminución de dicho flujo. La susceptibilidad al fenómeno de licuación de suelos granulares en la cimentación es otro factor muy importante que se deberá tomar también en cuenta, principalmente cuando la presa se ubica en una zona sísmica o susceptible a vibraciones (como las que se tienen cerca de los bancos de materiales donde se usan explosivos para su explotación).

Los espesores, taludes, tipo de materiales y procedimientos constructivos de terraplenes que constituyen las cortinas de tierra y enrocamiento, son función del análisis de estabilidad que se haga tanto hacia aguas arriba como aguas abajo de la cortina.

Dicho análisis deberá tomar en cuenta las diferentes condiciones de carga, tales como presa llena, presa vacía, llenado rápido, vaciado rápido, efecto sísmico, etc. Adicionalmente, se deberá analizar cuidadosamente la susceptibilidad a la tubificación, para lo cual es importante tomar muy en cuenta el diseño e instalación de filtros graduados, así como en las zonas de transición.

En lo que se refiere al aseguramiento de la estabilidad de las laderas que circundan el vaso, se deberá tomar en cuenta la geología, los parámetros determinados durante la exploración de campo y pruebas de laboratorio, así como la sismicidad de la zona. La falla de dichas laderas ha sido ya causa de grandes catástrofes.

Durante la etapa de construcción de la obra es indispensable la supervisión geotécnica a fin de verificar, por un lado, que las recomendaciones de diseño se estén llevando a cabo correctamente, y por el otro, que al momento de las excavaciones, limpiezas y procesos constructivos, las situaciones o circunstancias que no hayan sido consideradas en el diseño, se puedan resolver a tiempo y adecuadamente.

En el caso de presas de tierra y enrocamiento, el control de la compactación al momento de construir los terraplenes es particularmente importante, ya que una variación significativa en las especificaciones relacionadas a los contenidos de humedad, espesores de capa o energía de compactación, puede traer como consecuencia variaciones importantes en las propiedades mecánicas (permeabilidad, compresibilidad y resistencia al corte) entre capa y capa, y con ello fallas por tubificación (Alberro, 1996). La calidad y características de los materiales utilizados son igualmente importantes de controlar y supervisar para garantizar la seguridad en materia de construcción.

Finalmente, el papel de la geotecnia en la instrumentación para monitorear el comportamiento de una presa, en particular durante el primer llenado que generalmente constituye un momento crítico, es fundamental para tomar medidas preventivas y/o correctivas que garanticen el buen comportamiento de una presa.

### 1.3 Fallas de presas por causas geotécnicas

En el cuadro 1.1 (del libro *Safety of Existing Dams, Evaluation and Improvement*, National Academy Press, 1983) se presenta la estadística de las principales causas de las fallas en 285 presas de Estados Unidos de América (EUA).

El cuadro 1.2, publicado por el Ing. Francisco T. Herrera en 1989 (Torres, 1993), muestra el porcentaje de las causas de fallas de 15 presas en México y 289 presas en varios países en el mundo, todas ellas registradas por la ICOLD (*International Committee of Large Dams*) en 1973, así como el porcentaje de las causas de 29 fallas ocurridas en presas de México durante el periodo 1973-1979, según registro de la SARH (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos).

Durante la etapa de construcción de la obra es indispensable la supervisión geotécnica a fin de verificar, por un lado, que las recomendaciones de diseño se estén llevando a cabo correctamente, y por el otro, que al momento de las excavaciones, limpiezas y procesos constructivos, las situaciones o circunstancias que no hayan sido consideradas en el diseño, se puedan resolver a tiempo y adecuadamente.

A continuación se presenta una descripción breve de las fallas de varios tipos de cortinas de EUA, Italia y Francia, las cuales son ejemplos ilustrativos de la importancia de la geotecnia en el diseño, construcción y operación de las presas.

Cuadro 1.1 Estadística de las principales causas de las fallas de presas

Causa	Tipo de cortina								
	Concreto		Terraplén		Otros		Totales		
	F	A	F	A	F	A	F	A	F&A
Desbordamiento	6	3	18	7	3		27	10	37
Erosión por filtración	3		14	17			17	17	34
Inestabilidad de los taludes				13				13	13
Licuação o tubificación en el terraplén	23	14			23	14	37		
Licuação o tubificación en la cimentación	5	6	11	43	1		17	49	66
Deslizamiento	2		5	28			7	28	35
Deformaciones		2	3	29	3		6	31	37
Deterioro		6	2	3			2	9	11
Inestabilidad sísmica				3				3	3
Construcción errónea	2			3			2	3	5
Falla de las compuertas	1	2	1	3			2	5	7
TOTAL	19	19	77	163	7		103	182	285

F= Falla; A = Accidente

Cuadro 1.2 Porcentaje de fallas ocurridas en el mundo (según ICOLD, 1973) y en México durante el periodo 1973-79 (según SARH 1973-1979).

Falla de presas	México (ICOLD)	México (ICOLD)	México (SARH)
Causas	289 = 100	15 = 100	29 = 100
	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje
Fallas en la cimentación	34	13	7
Falla en la estabilidad de la cortina principal	37	33	24
Obra de excedencias inadecuadas	17	20	52
Falla en diques de la presa	1	7	3
Falla en los conductos de desfogue	3	7	3
Sismos	3	7	3
Otras	5	13	7

### 1.3.1 Presa St. Francis, EUA

La cortina de la presa fue construida en el río San Francisquito Greek, a una distancia de 72 km de Los Ángeles, California. La cortina era tipo arco de gravedad con altura de 62.5 m, ancho de la base de 52.8 m, longitud de la corona 213 m. La sección transversal es típica en este tipo de cortinas (figura 1.1).

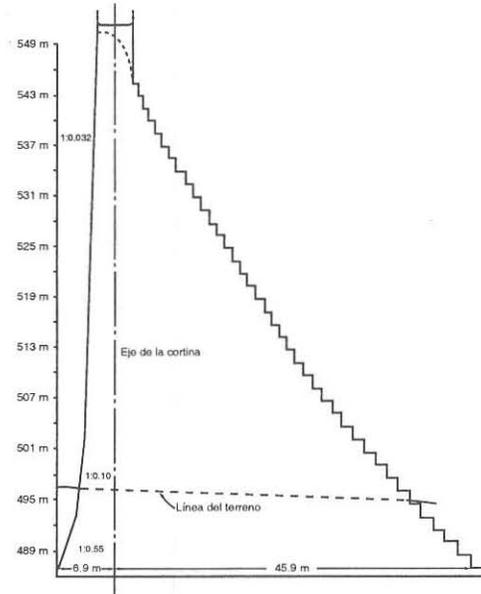


Figura 1.1 Perfil transversal de la cortina Saint Francis.

La construcción de la cortina se terminó el día 4 de mayo de 1926. El llenado del vaso se inició el 1 de marzo de 1926. El volumen máximo del vaso fue alcanzado el 12 de marzo de 1928, la falla de la cortina ocurre ese mismo día a las 11:58 p.m, cuando la presa se encontraba prácticamente llena a toda su capacidad de 47 millones de  $m^3$ . El gasto máximo del río después de la falla era aproximadamente  $13,000 m^3/s$ ; fragmentos de concreto de la cortina con peso de diez mil toneladas se encontraron a unos kilómetros aguas abajo de la cortina.

Las investigaciones hechas después de la falla muestran que la causa principal de la catástrofe fue el deterioro de la resistencia de la roca de la cimentación después de su saturación.

La cimentación consiste de esquistos y conglomerados, los cuales son muy fuertes en condiciones secas, pero bajo la acción del agua pierden su resistencia rápidamente debido a la disolución del material cementado en los granos de la grava.

La falla de la cortina Saint Francis es un ejemplo clásico de la importancia de los estudios geotécnicos del sitio de las cortinas como condición obligatoria para asegurar la estabilidad del sistema cortina-cimentación durante su construcción y operación. Las lecciones más importantes aprendidas en la falla de esta presa se pueden resumir como sigue (Jansen, 1988):

- Durante la exploración del sitio es importante investigar la existencia de deslizamientos antiguos y estudiar su posible reactivación al construirse una presa.
- Analizar todo el rango de condiciones a la que estará sujeta la cimentación y las posibles variaciones de sus propiedades mecánicas al humedecerse.
- Estudiar la necesidad de inyectado y tratamiento de la cimentación.
- Efectuar limpieza adecuada de la superficie de cimentación, principalmente en zonas donde existen fallas antiguas.
- Proporcionar el drenaje adecuado para evitar zonas inestables por el aumento de la presión de poro.
- Utilizar la instrumentación para detectar movimientos más allá de los previstos.
- Hacer análisis químico del agua que se infiltra a fin de detectar disoluciones de los materiales que pongan en peligro la cimentación.
- Tomar medidas ingenieriles rápidas cuando se observan agrietamientos o escurrimientos anormales.
- Disponer de un cuerpo de consultores que puedan evaluar rápidamente situaciones adversas ó anomalías observadas durante la operación de la presa.



Figura 1.2 La presa Saint Francis antes de la catástrofe.

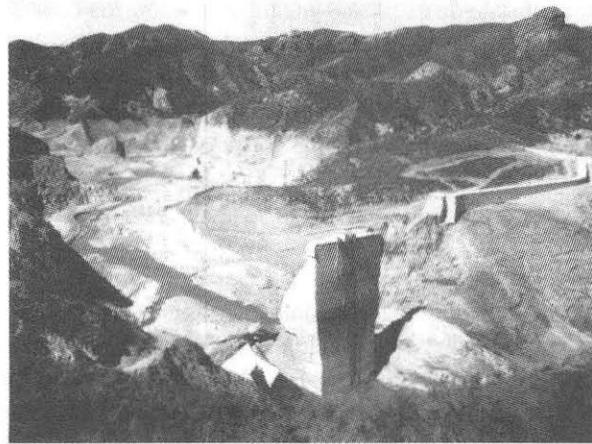


Figura 1.3 Restos de la cortina Saint Francis después de la falla.

### 1.3.2 Presa Malpasset, Francia

La cortina de la presa Malpasset, Francia, era de tipo arco con doble curvatura, con altura  $h = 65$  m, ancho de la corona  $b = 1.5$  m y ancho del pie  $b_0 = 6.8$  m (fig. 1.4). La cortina fue construida en los años 1950-1952; el día 2 de diciembre de 1959, en el periodo de primer llenado de vaso, la cortina se destruye inesperadamente.

Las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio predeterminan la formación de un bloque inestable en la cimentación de la ladera izquierda de la cortina (fig. 1.5).

El bloque inestable estaba limitado aguas abajo por una falla tectónica llena con material arcilloso; por otro lado, la deformabilidad y la capacidad de redistribuir los esfuerzos de las dos laderas era diferente a causa del tipo de estratificación de la roca: en la ladera derecha los estratos eran perpendiculares a la acción de la cortina (con módulos de elasticidad de 1,500 Mpa), mientras que en la ladera izquierda la estratificación era paralela a la acción de la cortina (módulo de elasticidad de 500 Mpa) (fig. 1.6). Como consecuencia de la estratificación de la ladera izquierda, en el pie de la cortina se formó una zona sometida a alta presión. Resultó que la roca (gneiss) cambió fuertemente su permeabilidad bajo la acción de la carga del agua y su coeficiente de permeabilidad se redujo a más de cien veces, de tal manera que en el contacto de la cortina con la ladera izquierda se formó una especie de "cortina subterránea", como una continuación de la cortina de concreto (fig. 1.6).

En los últimos cuatro días antes de la catástrofe (2 de diciembre de 1959), el nivel del agua sube 5 m y por primera vez el primer llenado alcanza la cota 100. Como resultado de esto la carga sobre la cortina aumentó casi 100%; aumentaron la presión hidrostática sobre la "cortina subterránea" y el desplazamiento de la cortina. Los esfuerzos cortantes superaron la resistencia del material bajo el pie de la ladera izquierda de la cortina y abruptamente se aumentaron los desplazamientos del bloque inestable lo cual hizo que la cortina fallara en pocos segundos.

Además de daños materiales, más de 2 mil personas perdieron la vida en la catástrofe.

La falla de la cortina Malpasset es una ilustración excelente de la importancia de los estudios y análisis geotécnicos en el diseño de presas.

Sobre todo hay un detalle interesante: por la mañana del día de la catástrofe, se recibieron datos de que el desplazamiento de la cortina en el área de contacto con el bloque inestable aumentó. Inmediatamente se tomó la decisión de reducir el nivel del agua en el vaso dejando pasar el río. Pero esta decisión no se llevó a cabo, debido a que en este momento se estaba construyendo un puente aguas abajo y los constructores piden que no se interrumpa su trabajo. La catástrofe no se esperaba.

De la experiencia de esta falla de la presa se tienen las siguientes recomendaciones (James, 1985):

- La factibilidad técnica de una presa de arco deberá estar bien respaldada por la investigación de un geólogo con experiencia y familiaridad en el diseño de presas de este tipo.
- Se deben hacer las determinaciones de las propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca de cimentación, y tomar la experiencia de Malpasset sobre el efecto de la variación en la deformabilidad de la roca y los valores mínimos que debiera tener el módulo elástico para soportar una cortina de arco.
- Tomar muy en cuenta las fuerzas de flujo del agua que se pueden tener debajo de la cimentación y evitar la condición de esfuerzos de tensión que sean peligrosos al pie de la cimentación aguas arriba, principalmente a lo largo de discontinuidades que tengan inclinaciones adversas a la cimentación.
- Instalar y monitorear periódicamente la instrumentación, tal como los piezómetros en la roca de cimentación, celdas de carga y deformación en el concreto y en la roca, etc., a fin de detectar a tiempo los movimientos y las anomalías que pueden poner en peligro la seguridad de la presa.
- El diseño debiera estar basado en un modelo en tres dimensiones, utilizando un análisis de estabilidad con el método del elemento finito.

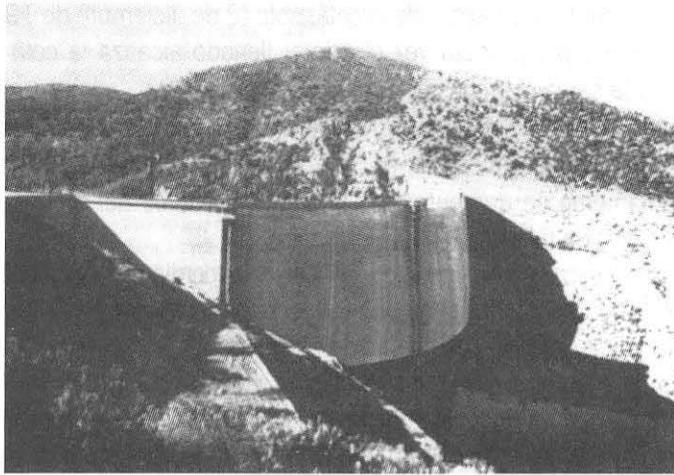


Figura 1.4 Presa Malpasset antes de la falla.

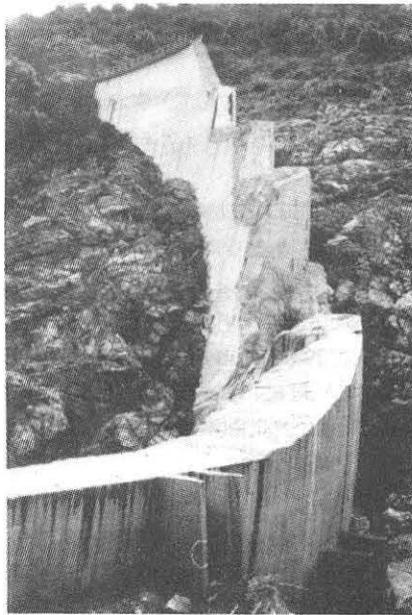
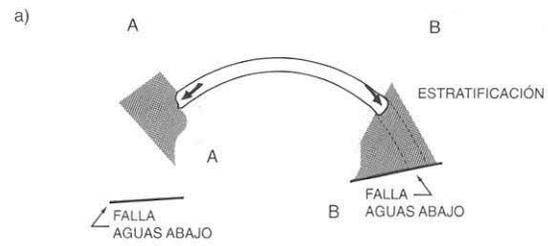
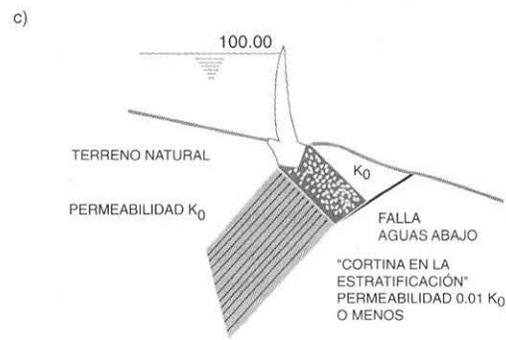
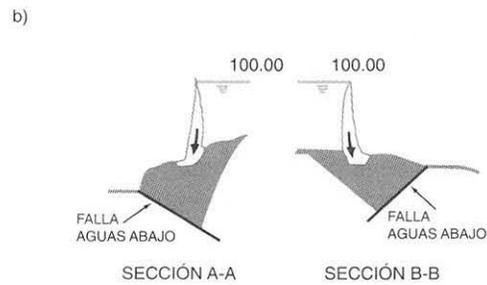


Figura 1.5. Los restos de la cortina Malpasset después de la falla.



SECCIÓN HORIZONTAL EN EL NIVEL 65.00 m



PRESIÓN APLICADA = PRESIÓN HIDROSTÁTICA TOTAL

SECCIÓN C-C

Figura 1.6 La cortina Malpasset – condiciones geotécnicas antes de la falla.

### 1.3.3 Presa Vaiont, Italia

La cortina de arco de la presa Vaiont se construyó en 1960, en el río Vaiont, Italia. La cortina tiene las siguientes características:

- Altura: 261.6 m.
- El ancho de la corona: 3.4 m.
- El ancho del pie: 22 m.
- La longitud de la corona: 150 m.
- El volumen del cuerpo de concreto: 353,000 m<sup>3</sup>.

Estudios geológicos antes de la construcción de esta cortina establecieron que era probable una falla de macizo rocoso en la ladera izquierda del río Vaiont.

El primer llenado del vaso de la presa se inició en febrero de 1960, el cual continuó hasta fin del mismo año.

Las observaciones del vaso de la presa confirmaron que existía un deslizamiento activo, abarcando parte del macizo rocoso con volumen aproximado de 20 millones de m<sup>3</sup>. A causa de la magnitud del deslizamiento, fue imposible reforzarlo, puesto que todas las medidas constructivas serían inútiles.

Los especialistas aceptaron que el deslizamiento era inevitable y decidieron construir un túnel en la ladera derecha del río para conectar las dos partes del vaso si ocurría la falla. Durante todo el tiempo de llenado, los movimientos del deslizamiento estuvieron bajo control; se construyó un sistema de drenaje para reducir la presión del agua en las grietas. En el otoño del 1963 el nivel del agua en el vaso alcanzó la cota de 710 m (12.5 m mas bajo del NAMO). Como resultado de esto se aumentó la velocidad de movimiento de las masas rocosas. Siguió la baja del nivel del agua en el vaso, pero esto no restableció el equilibrio anterior del macizo rocoso, debido a que la presión del agua en los poros del material llenaba las grietas y redujo la resistencia de corte.

En la noche del 9 de octubre de 1963 ocurre una falla brusca del macizo rocoso con un volumen aproximado de 300,000 m<sup>3</sup>. En el momento de la falla la masa rocosa llena el cauce del río, alcanzando una altura de 260 m en la ladera opuesta.

El deslizamiento empuja el agua del vaso, el cual desborda la cortina en forma de una ola con altura de 110 a 135 m y causa inundación en el valle del río Piave, como consecuencia de la cual algunos pueblos fueron totalmente destruidos. Las víctimas humanas fueron mas de dos mil personas.

Cabe mencionar que el cambio de la velocidad y tipo de movimiento del deslizamiento se realizan sin señales previas. El día anterior a la falla, la velocidad de movimiento del

deslizamiento era de 20 a 30 cm por cada 24 horas, que era varias veces menor a la velocidad de deslizamiento del día de la catástrofe. La falla ocurrió tan inesperadamente, que el grupo especial de control y observación del deslizamiento no solamente no pudo avisar a sus familias (quienes vivían en un pueblo aguas abajo de la cortina), sino que este grupo pereció en su puesto. Es interesante mencionar que aproximadamente diez días antes de la falla, los animales pastando en la región, se pusieron nerviosos y se alejaron del área de la falla.

Antes y después de la falla se hicieron muchos estudios y análisis, pero contra todos los resultados y a la lógica de las conclusiones de los especialistas, la falla ocurre casi instantáneamente en 40 segundos.

La conclusión principal de esta experiencia trágica es que no se deben subestimar los eventos geológicos anteriores en toda el área de una presa, incluso en los casos en que las condiciones geotécnicas son apropiadas para la construcción de la cortina misma. En el caso particular de la presa Vaiont, las investigaciones geológicas no eran adecuadas para el tamaño del vaso y el potencial catastrófico del agua almacenada.

Cabe señalar que la cortina de arco Vaiont soportó la sobrecarga del desbordamiento casi sin daños (excluyendo daños insignificantes en una pequeña parte de la corona en el lado izquierdo de la ladera). Lecciones aprendidas en la presa Vaiont son:

- 1) Es sumamente importante el estudio geológico del vaso e identificar los eventos y desplazamientos históricos que se observan antes de construir una presa, así como el análisis de los cambios que se inducen al medio ambiente y sus implicaciones en los planos de deslizamiento, fracturas y fallas antiguas; los cambios de la permeabilidad por la disolución de los carbonatos en un depósito de calizas, se deben también de tomar muy en cuenta.
- 2) Cuando la geología del sitio es complicada, es indispensable que la planeación-diseño-construcción de una presa cuente continuamente con la asesoría y observaciones geológicas provenientes de personal con experiencia y buen juicio ingenieril.
- 3) Las mediciones de los desplazamientos que ocurren en un sitio y la variación de las lecturas en los piezómetros instalados a diferentes profundidades, pueden servir significativamente para estimar la magnitud y la velocidad con la que puede producirse un deslizamiento como el que ocurrió en Vaiont.
- 4) Los estudios posteriores a la falla indicaron que el deslizamiento en Vaiont se pudo haber estabilizado a través de un buen drenaje.
- 5) En los estudios de un proyecto de presa debiera incluirse el análisis de las condiciones geológicas y sus modificaciones como consecuencia de la operación de la obra; al respecto, se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- Los macizos de rocas se pueden debilitar en periodos de tiempo relativamente cortos (meses, semanas o días), debido a los cambios ambientales.
- La resistencia de la roca se puede bajar muy rápidamente una vez que se inicia un *creep*, especialmente cuando en él se involucran fuerzas externas.
- La evidencia de un *creep* activo debiera considerarse como una alarma que indica la investigación inmediata de lo que ocurre y tomar las medidas necesarias para evitar una catástrofe.



Figura 1.7 El valle del río Vaiont, antes de la falla del macizo rocoso (vista desde la corona de la cortina en el año 1961).



Figura 1.8 La frontera de la falla del macizo rocoso en la ladera derecha, la cual coincide con una zona tectónica preexistente; foto del año 1963.

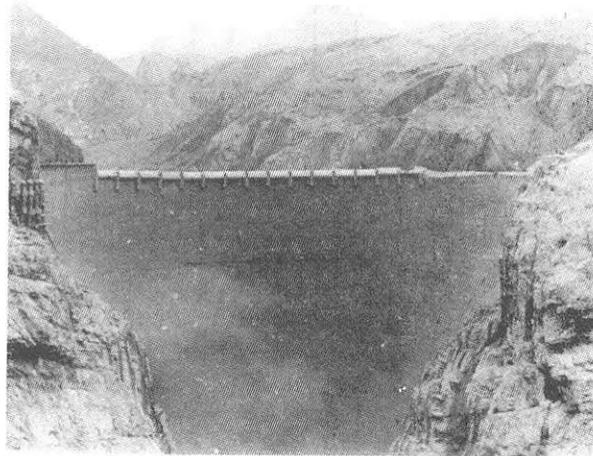


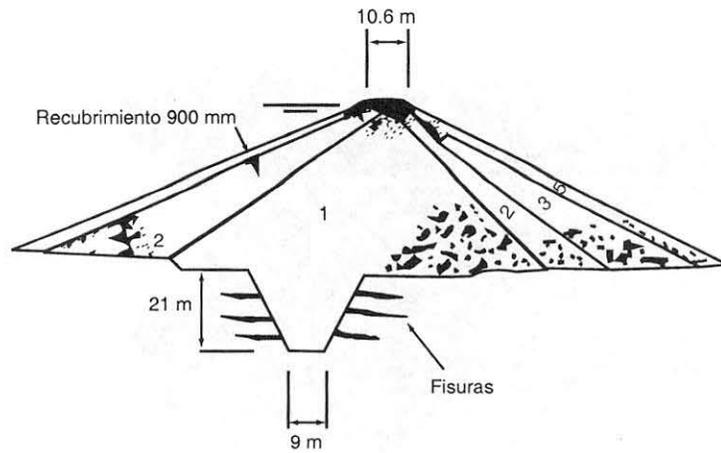
Figura 1.9 La cortina de la presa Vaiont después de la falla del macizo rocoso en el vaso de la presa (se ven los daños pequeños a la izquierda de la corona).

#### 1.3.4 Presa Teton, EUA

La falla de la presa Teton (estado de Idaho, EUA) ocurrió el 5 de junio 1976, al final del primer llenado del vaso, como consecuencia de la tubificación que se inició a lo largo de una capa de material suelto dentro del corazón impermeable de la cortina construida con materiales de tierra graduados.

Catorce personas murieron y los daños materiales se evaluaron en cuatrocientos millones de dólares.

La presa Teton se localiza dentro de un cañón con paredes muy verticales, en una zona constituida por roca de origen volcánico. En el sitio de la cortina las rocas consisten principalmente de reolitas sumamente fisuradas y estratificadas; las fisuras se encuentran espaciadas muy cerca entre sí, con aberturas de 0.5 a 5 cm sin rellenar. En el cauce del río antes de construir la presa existía un aluvión de 30 m de profundidad, razón por la cual se hizo una trinchera que se rellenoó con material *impermeable* a fin de sellar todo el espesor del aluvión (fig. 1.10). La zona aledaña al sitio se encontraba cubierta por limos y arenas finas de origen eólico, por lo que se utilizó este tipo de depósitos para la construcción de la mayor parte de la cortina. La presa fue diseñada por el *US Bureau of Reclamation* y estuvo constituida por un corazón *impermeable* (zona 1 en las figuras 1.10 y 1.11) que incluyó la trinchera dentro del aluvión.



- Zona 1.** Arcilla, limos, arenas, gravas y boleos seleccionados, compactados en capas de 15 cm.
- Zona 2.** Arenas, gravas y boleos seleccionados en capas de 30 cm.
- Zona 3.** Material misceláneo compactado en capas de 30 cm.
- Zona 4.** Limos, arenas, gravas y boleos seleccionado compactados en capas de 30 cm.
- Zona 5.** Emrocamiento colocado en capas de 90 cm.

Figura 1.10 Perfil transversal de la cortina Teton.

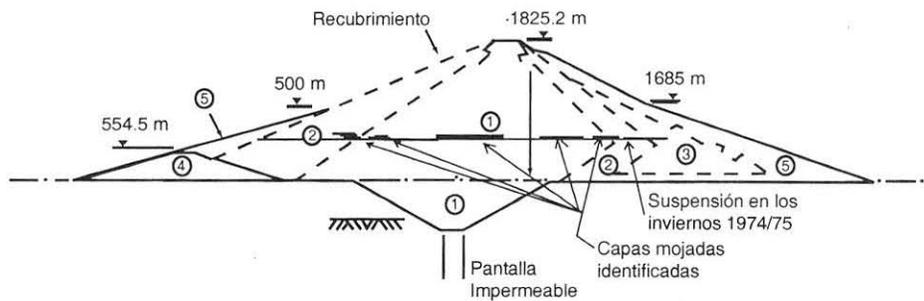


Figura 1.11 Perfil transversal de la cortina Teton; zonificación del terraplén.

La altura media de la cortina a partir de la base de la roca y hasta la corona era de 126 m, con una longitud de 950 m. Con el fin de controlar el flujo de agua a través de las juntas de la roca basal, se construyeron trincheras profundas y estrechas dentro de la roca que fueron rellenas con limo arenoso compactado, así como una cortina inyectada de lechada en el centro del corazón impermeable, flanqueada en cada lado por una hilera de barrenos poco profundos de consolidación. La presa se terminó de construir a finales de noviembre de 1975.

Cabe aclarar que los ingenieros proyectistas, encargados del diseño de esta presa, tuvieron poca oportunidad de visitar la construcción de la cortina a fin de verificar la compactación de los rellenos en las juntas abiertas de la roca, o las suposiciones que se hicieron durante la etapa de diseño.

El primer indicio de la falla se empezó a notar a las 7 a.m., cuando varias personas observaron algunas fugas de agua al pie del talud aguas abajo y en el pliegue de la cortina de su margen derecha. A las 7:30 a.m. el flujo salió lodoso y a las 8:30 a.m. el flujo aumentó de 0.5 m<sup>3</sup>/seg a 0.85 m<sup>3</sup>/seg. A las 10:30 a.m. la salida del flujo se había movido hacia arriba del pliegue derecho de la cortina y poco tiempo después se observó un remolino que se formó en la superficie del embalse. A las 11:20 a.m. un gran agujero había barrido la cara de la cortina en su pliegue derecho y treinta minutos más tarde el agujero creció enormemente hasta que la corona se colapsó y la falla total se produjo (figuras 1.12, 1.13, 1.14, 1.15, 1.16 y 1.17).



Figura 1.12 Secuencia de la falla, aproximadamente 11:20 a.m., 05.06.1976.



Figura 1.13 Secuencia de la falla, aproximadamente 11:30 a.m., 05.06.1976.

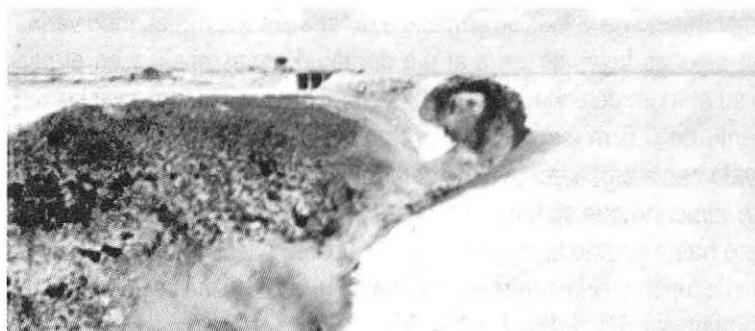


Figura 1.14 Secuencia de la falla, aproximadamente 11:50 a.m., 05.06.1976.



Figura 1.15 Secuencia de la falla, aproximadamente 11:55 a.m., 05.06.1976.



Figura 1.16 La presa Teton después de la falla.

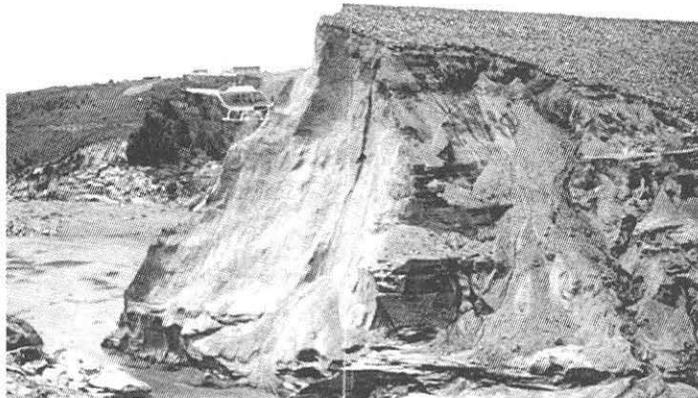


Figura 1.17 La presa Teton; después de la falla, detalle de la margen derecha.

Se formaron dos grupos de ingenieros para investigar las causas de la falla; uno de ellos, llamado "Grupo Independiente", lo solicitó el gobernador de Idaho y el secretario del Interior de los EUA; y el otro fue denominado "Grupo Revisor de la Falla de la Presa Teton". Ambos grupos criticaron que el diseño de la presa basado en la sección mostrada en la figura 2.11, en la cual, a fin de evitar el consumo de excesiva lechada en la roca sumamente fisurada, el *Bureau of Reclamation* optó por una excavación con pendientes muy paradas que sería rellena con el mismo material empleado en la zona 1 del corazón impermeable, hasta tener una roca más sana y desde donde

la lechada podría ser más efectiva y más económica. Ambos grupos señalaron que el perfil de la excavación conduciría a tener valores de esfuerzos muy bajos en el relleno de esa excavación, induciendo al fracturamiento hidráulico. También criticaron el método de sellado de las fisuras abiertas, mismo que resultó inadecuado para prevenir que el agua del embalse se metiera y atravesara el corazón impermeable. Sin embargo, la mayor crítica se refirió a la falta de un filtro o zonas de transición entre el corazón impermeable y las capas aguas abajo que previniera la falla por tubificación.

Las lecciones más importantes que se aprendieron de esta falla, fueron (Leps, 1988):

- El o los ingenieros responsables del diseño debieron visitar la construcción de la obra a fin de verificar que las especificaciones y la calidad de los materiales correspondían a los considerados en el proyecto.
- Debe existir un filtro entre el corazón impermeable y los respaldos aguas abajo, a fin de evitar la tubificación a través del terraplén de la cortina.
- Una sola cortina de lechada no es suficiente en una roca de cimentación significativamente permeable, tal como la del sitio de la presa Teton.
- Debieran evitarse excavaciones en roca con paredes muy paradas y profundas, ya que las mismas inducen al arqueo del relleno cuando éste se asienta, conduciendo a condiciones desfavorables de esfuerzos y al fracturamiento hidráulico.

## Referencias

Terzaghi, K. (1929). Effect of minor geologic details on the safety of dams. From Theory to Practice in Soil Mechanics, pp.119-132. Editorial John Wiley.

Marsal R.J. y Reséndiz D. (1975). Presas de Tierra y Enrocamiento. Editorial Limusa, México.

Alberro, J. (1996). Agrietamiento y Tubificación en Presas de Tierra y Enrocamiento. Memorias de X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Guadalajara, Jal. Pp 1372-1404.

Torres H. Francisco (1993) Consideraciones sobre Seguridad de Presas en México. Primer Taller de Seguridad de Presas, Comisión Nacional del Agua.

Jansen, R.B. (1988) Advance Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation. Van Nostram, Reinhold, N.Y.

James, L. B. (1985) The Failure of Malpasset Dam, Proc. Int. Workshop on Dam Failures, Purdue University, 1985.

Leps, T. M. (1988), Failure of Teton Dam in the book "Advanced Dam Engineering, Jansen.

## 2. CONSIDERACIONES BÁSICAS

*Vangel Hristov Vassilev*

### 2.1 Clasificación de presas

Hoy en día existen en México, según el Registro Nacional de Presas, más de 4,500 presas construidas. Obviamente estas presas varían en cuanto tamaño y tipo de cortina, uso y capacidad del vaso, riesgo sísmico, etcétera. El diseño de una presa y la magnitud de los estudios previos dependen de todas estas características, las cuales se utilizan para hacer una clasificación de las presas.

#### 2.1.1 Clasificación por el tipo de cortina

Desde este punto de vista las presas se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- Presas de concreto o mampostería.
- Presas de tierra y enrocamiento.

Las presas de concreto o mampostería son aquellas cuyas cortinas son construidas fundamentalmente utilizando mampostería (piedra braza, mortero de cal y/o cemento, etc.) o concreto, que bien puede ser hidráulico o reforzado.

Las presas de mampostería fueron muy comunes en México durante la época de la colonia y hasta principios del siglo pasado; sin embargo, debido a la gran cantidad de mano de obra que se requiere para su construcción, y las ventajas que ofrece el concreto en cuanto seguridad, resistencia, tiempo de ejecución y costo, hoy en día la mayoría de las cortinas de este tipo se construyen sólo de concreto. En la siguiente sección se presentan varios tipos de presas de concreto y mampostería.

#### 2.1.2 Presas de concreto o mampostería

**Cortinas de gravedad.** Son las que se adaptan a sitios donde la cimentación corresponde a una roca sana. Existen algunos casos, sin embargo, donde para estructuras pequeñas la cimentación podrá estar constituida por una aluvión en el cual se ha construido una pantalla impermeable. En ocasiones, este tipo de cortinas operan como vertedores. Los siguientes dos perfiles transversales son básicos para este tipo de cortinas: perfil clásico (figura 2.1a) y perfil alijerado (figura 2.1b). Las presas Rebeico, Sonora y Rodrigo Gómez, Nuevo León son del perfil clásico.

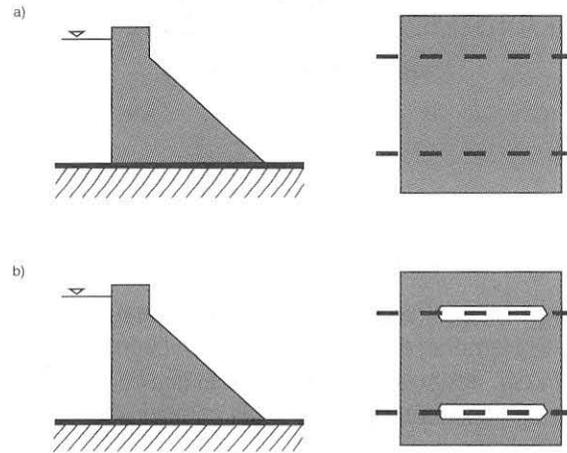


Figura 2.1 Tipos básicos de las cortinas de gravedad.

**Cortinas de arco.** Se construyen este tipo de cortinas en sitios donde la relación ancho/altura de la boquilla no es muy grande y los apoyos laterales están constituidos por roca sana, capaz de soportar los empujes de arco. En el cuadro 2.1 se detallan algunas clasificaciones de este tipo de cortinas.

Cuadro 2.1 Clasificación de presas de arco.

Según el coeficiente $\beta = b/h$ (Grishin, 1975)	
Delgadas	$\beta < 0.20$
Grueso	$0.20 \leq \beta \leq 0.35$
Arco de gravedad	$0.35 \leq \beta \leq 0.65$ (fig. 2.2).
Según la configuración del arco (Grishin, 1975)	
Arco con el ángulo central constante	
Arco cilíndrico	Arco con el radio constante de la superficie de la presión (figura 2.2).
Arco cúpula	Arco con doble curvatura (figura 2.3).
Según la altura (USB, 1977)	
Baja	$h < 30$ m
Media	$30 \leq h \leq 100$ m
Alta	$h > 100$ m

donde  $b$  es el ancho del pie y  $h$  es la altura de la cortina.

En el país se han construido varias presas de arco. Según la clasificación anterior, las presas La Angostura, Sonora es de arco de gravedad, las presas Manuel M. Dieguez, Jalisco, Pabellón, Aguascalientes y Plutarco Elías Calles, Sonora son delgadas. Las presas La Angostura y Pabellón son de arco cilíndrico; las presas Manuel M. Dieguez y Plutarco Elías Calles son de arco cúpula.

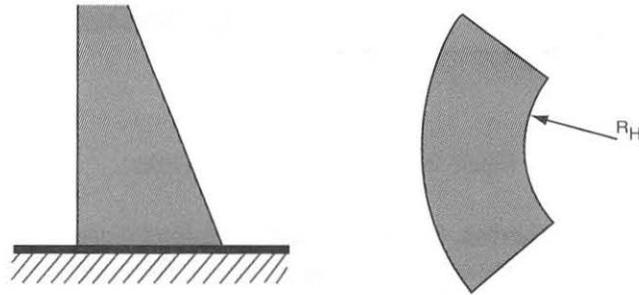


Figura 2.2 Cortina de arco de gravedad.

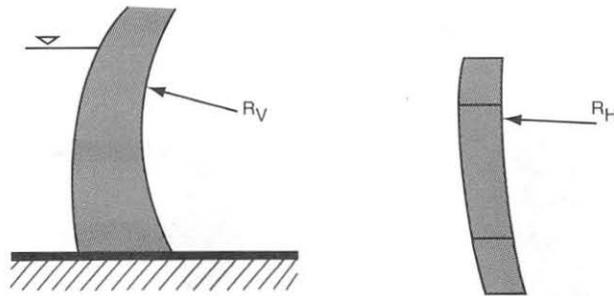


Figura 2.3 Cortina de arco cúpula.

**Cortinas de arcos múltiples.** Este tipo de cortinas es poco común en México, sin embargo se ha utilizado en sitios especiales en otras partes del mundo (fig. 2.4).

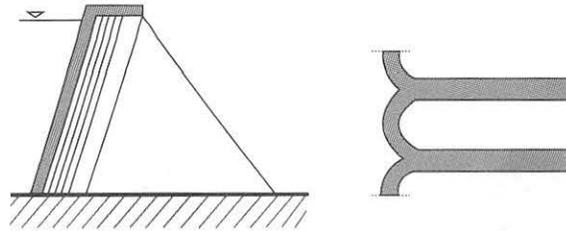


Figura 2.4 Cortina de arcos múltiples.

**Cortinas con contrafuertes.** Este tipo de cortinas están formadas por un frente más o menos plano y un contrafuerte con forma triangular. Generalmente requieren 30 - 60% menos de concreto o mampostería en comparación con las cortinas de gravedad tradicionales; esta clase de cortinas fueron bastante comunes durante la primera mitad del siglo pasado, pero hoy en día son raras las que se construyen por la gran cantidad de mano de obra especializada que requieren. Algunas variaciones que existen en esta clase de cortinas son:

- Contrafuertes abiertos (figura 2.5), por ejemplo, la presa Francisco I. Madero, Chihuahua.
- Contrafuertes cerrados (figura 2.6).
- Cortina tipo *Ambursen* (figura 2.7), por ejemplo, la presa Abelardo Rodríguez L., Baja California.

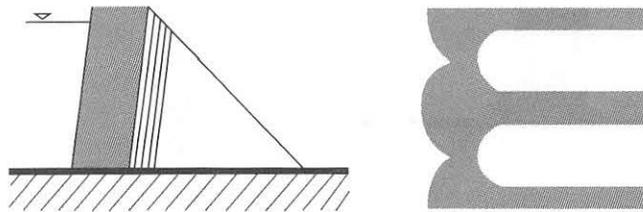


Figura 2.5 Cortina de contrafuertes abiertos.

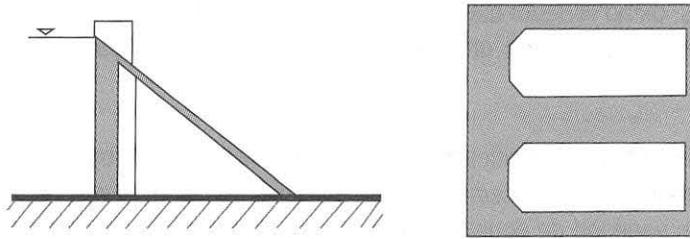


Figura 2.6 Cortina de contrafuertes cerrados.

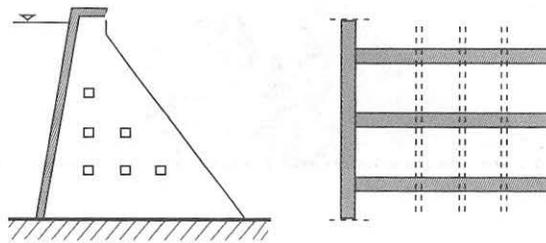


Figura 2.7 Cortina de contrafuertes tipo *Ambursen*.

### 2.1.3 Presas de tierra y enrocamiento

Las presas de tierra son en México las más comunes; primero, porque se construyen utilizando materiales naturales del lugar, y segundo, porque los requerimientos de su cimentación son más flexibles que los exigidos en otros tipos de presas.

Las presas de enrocamiento utilizan rocas de varios tamaños para la estabilidad de sus cortinas y una membrana impermeable para impedir el flujo del agua. La membrana puede ser una capa de suelo impermeable, losas de concreto, de pavimento asfáltico, placas de acero o algo similar, colocada en la cara de aguas arriba, o bien puede ser un corazón impermeable colocado en el interior de la cortina. Tanto las presas de tierra, como las de enrocamiento, requieren de estructuras adicionales que sirvan de vertedor

de demasías; dicho vertedor debe diseñarse de manera que se garantice que en ningún momento de la vida útil de una presa de este tipo, el agua pase por encima de la cortina.

**Cortinas de tierra.** La clasificación de esta clase de presas incluye varios tipos, según la clase de material y el procedimiento constructivo utilizado. Al respecto existe hoy en día una gran variedad de equipo exprofeso para efectuar las excavaciones, acarreo y colocación de los materiales requeridos para la construcción de las cortinas. A continuación se presentan las cortinas de tierra más comunes (figuras 2.8, 2.9, 2.10, 2.11, y 2.12). Las presas Debodé, Hidalgo, International Falcón, Tamaulipas y Alvaro Obregón, Sonora son de este tipo.

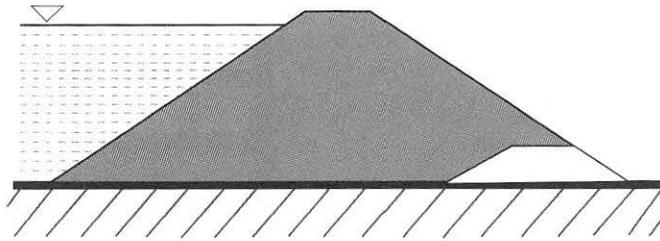


Figura 2.8 Homogénea con filtro al pie del talud.

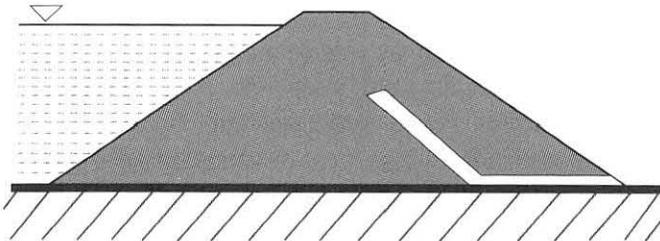


Figura 2.9 Homogénea con filtro tipo chimenea.

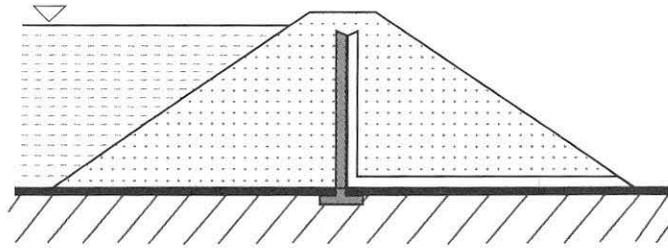


Figura 2.10 Con diafragma vertical impermeable.

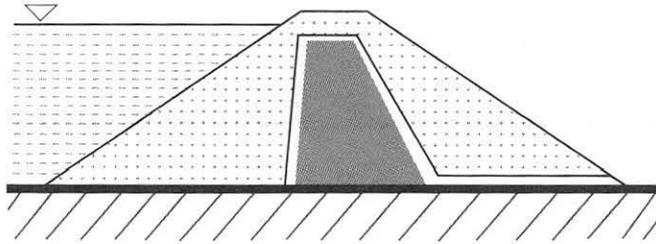


Figura 2.11 Con corazón vertical impermeable de arcilla compactada.

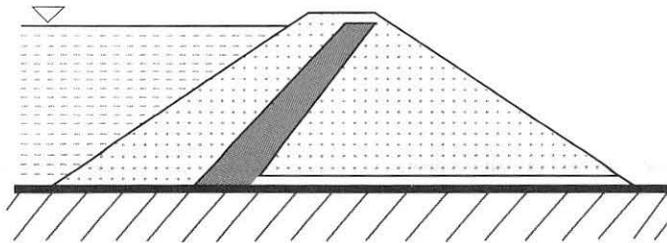


Figura 2.12 Con corazón inclinado impermeable de arcilla compactada.

**Cortinas de enrocamiento.** Las presas de enrocamiento requieren de cimentaciones que no experimenten grandes asentamientos que originen el rompimiento de la membrana impermeable. Esto significa que se debe tener en la cimentación roca o una grava y arena densas. Esta clase de presas se construyen en sitios remotos donde existe una buena disponibilidad de roca en buen estado, o no se tiene material de suelo para la construcción de una presa de tierra, o donde la construcción de una presa de concreto resultaría muy costosa. De esta clase de cortinas, algunas pueden estar sobre cimentación impermeable (figuras 2.13, 2.14, 2.15 y 2.16) y otras con cimentación permeable (figuras 2.17 y 2.18).

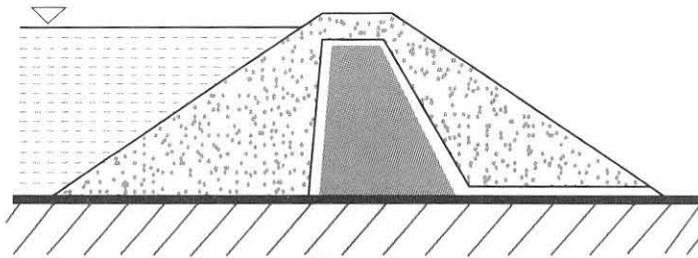


Figura 2.13 Con corazón vertical impermeable de arcilla.

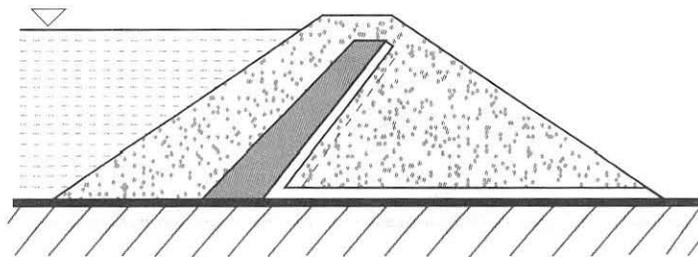


Figura 2.14 Con corazón inclinado impermeable de arcilla.

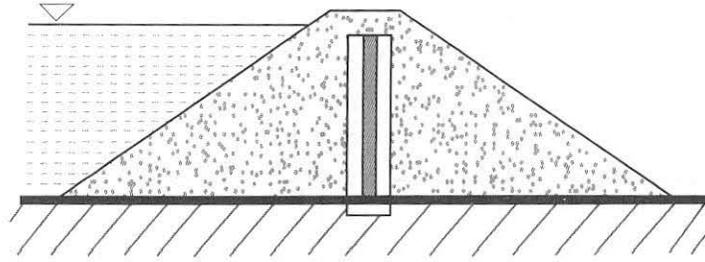


Figura 2.15 Con diafragma impermeable de asfaltoconcreto.

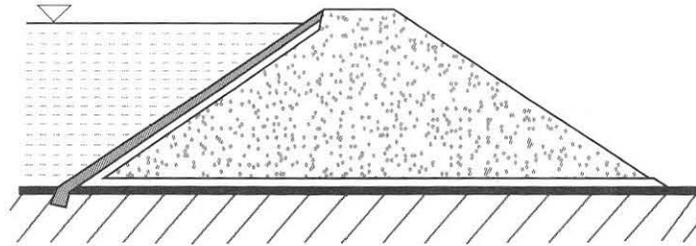


Figura 2.16 Con losa de concreto o asfalto.

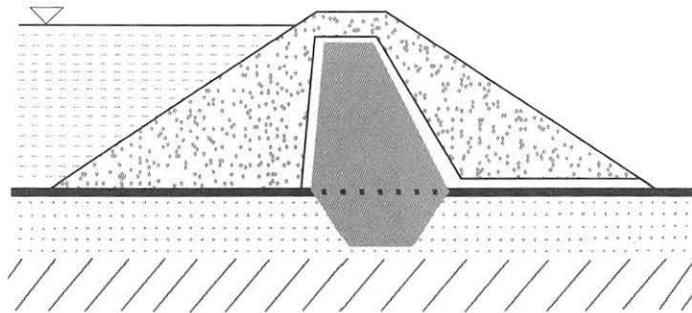


Figura 2.17 Con corazón vertical impermeable de arcilla y trinchera.

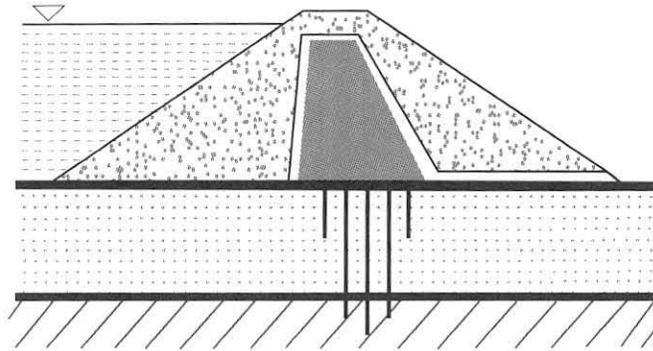


Figura 2.18 Con corazón vertical de arcilla y pantalla impermeable en la cimentación.

**Cortinas de materiales graduados.** Se da este nombre a las cortinas en que los materiales se distribuyen en forma gradual, de manera que en el corazón se tienen suelos finos; después se tienen los materiales de filtro protegiendo a dicho corazón impermeable, y posteriormente se tienen transiciones de enrocamientos en forma de respaldos. Este tipo de cortinas es de los preferidos por los ingenieros mexicanos (Marsal y Reséndiz, 1975) (figura 2.19). Las presas La Angostura, Chiapas, Presidente Benito Juárez, Oaxaca, El Infiernillo, Michoacán, Valle de Bravo, Estado de México, Los Pinzanes, Estado de México son de este tipo.

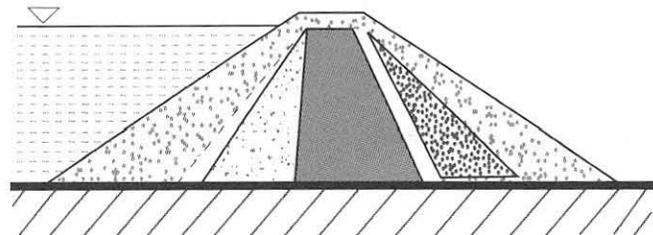


Figura 2.19 Cortina de materiales graduados.

### 2.1.4 Clasificación por riesgo potencial

De acuerdo con el *Anteproyecto de la Norma Oficial Mexicana NOM-010-CNA. 96, requisitos para la seguridad de presas en las etapas de diseño, construcción, operación y puesta fuera de servicio* (CNA e IMTA, 1996), la clasificación de una presa se puede hacer por nivel de riesgo potencial y por el tamaño definido en función de su capacidad de almacenamiento o de altura de su cortina.

Desde el punto de vista de riesgo potencial por inundación, la clasificación de una presa se hace en función de la zona de inundación aguas abajo de la misma, provocada por una avenida extraordinaria, o a la falla parcial o total de la presa.

Una vez que se determina la zona de inundación se evalúan los posibles daños aguas abajo de la presa, tomando en cuenta la pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas y afectación en los recursos naturales; la clasificación según el tipo de riesgo que presenta una presa, se muestra en el cuadro 2.2.

Cuadro 2.2 Clasificaciones de riesgo.

Riesgo	Pérdida de vidas humanas	Daños
Alto	Considerables	Pérdidas económicas altas que corresponden a daños en zonas residenciales, comerciales o industriales, caminos y vías de ferrocarril principales; a instalaciones públicas importantes, así como daños importantes a recursos naturales.
Medio	Posibles pero escasas	Medianas pérdidas económicas que corresponden a daños a casas aisladas, caminos y vías de ferrocarril secundarias, interrupción de servicios públicos, así como daños moderados a recursos naturales.
Bajo	Ninguna	Mínimas pérdidas económicas que corresponden a daños moderados a la agricultura, caminos vecinales, así como daños mínimos a recursos naturales.

### 2.1.5 Clasificación por tamaño

Con relación a la clasificación, de acuerdo con el tamaño definido en función de su capacidad de almacenamiento o de altura de su cortina, las presas en México se clasifican como grandes o pequeñas, según se muestra en el cuadro 2.3.

Esta clasificación varía un poco a la dada por el cuadro 2.4 de la ICOLD, ya que en el cuadro 2.3 están consideradas las características específicas de las presas de México.

Cuadro 2.3 Clasificación de la presa por su tamaño (CNA e IMTA, 1996).

Tamaño de la presa	Almacenamiento máximo normal del embalse (millones de m <sup>3</sup> )	Altura de Cortina (m)
Pequeña	de 0.06 a 100	o de 7.0 a 30
Grande	Mayor de 100	o mayor de 30

Cuadro 2.4 Clasificación de la presa por su tamaño (ICOLD, 1987).

Tamaño de la presa	Almacenamiento del vaso (Mm <sup>3</sup> )	Altura de cortina (m)
Pequeña	menor a 1	Menor a 13
Intermedia	de 1 a 60	de 13 a 30
Grande	mayor a 60	mayores de 30

### 2.1.6 Clasificación según el uso

Desde el punto de vista del uso que se le da a una presa, el cuadro 2.5 presenta los usos que se le dan a 536 presas grandes en México.

Otros usos que puede tener una presa, adicionalmente a los señalados en el cuadro 2.5, son: almacenamiento de “jales” (desperdicios mineros que en nuestro país son muy abundantes), de navegación y criaderos de peces (USBR, 1961).

Cuadro 2.5 Uso de presas grandes en México (Veltrop, 1998).

Finalidad	Uso único	Uso múltiple	Total de usos	Porcentaje usos
Irrigación	387	60	447	83
Control de avenidas	20	61	81	15
Hidroeléctricas	34	18	52	10
Suministro de agua	12	13	25	5
Recreación	2	1	3	0.5
Total	455	153	608	114%

## 2.2 Selección del sitio

La selección del sitio y del tipo de la cortina depende de factores técnicos y económicos, los cuales se pueden definir como sigue:

- Condiciones topográficas.
- Condiciones geológicas y geotécnicas.
- Otros factores.

### 2.2.1 Condiciones topográficas

No hay limitaciones estrictas en la selección del sitio desde el punto de vista de la topografía. La solución de diseño más económico se obtiene cuando la cortina se construye en la parte más estrecha del valle del río.

En tal caso, la relación entre el volumen de la cortina y el volumen del agua almacenado en la presa es mínima, es decir, el precio de 1 m<sup>3</sup> del cuerpo de la cortina es más bajo (en caso de otras condiciones iguales).

Cuando la relación de la longitud B de la corona de la cortina y la altura H de la cortina es mayor a 5, se recomienda la construcción de cortina de gravedad o cortina de contrafuertes. Cuando la relación  $B/H < 5$  (figura 2.20), las condiciones topográficas son favorables para construir una cortina de arco o cortina de enrocamiento.

En el caso de la elección del sitio y la evaluación de las condiciones topográficas para construcción de cortinas de materiales téreos es importante tener en cuenta la

situación del vertedor y las obras de desvío, puesto que ellas frecuentemente tienen un valor considerable y esto influye en el precio final del proyecto.

En comparación, no muy frecuentemente se consideran las condiciones topográficas como un factor independiente, mas bien su importancia va asociada con la influencia de las condiciones geológica y geotécnicas.

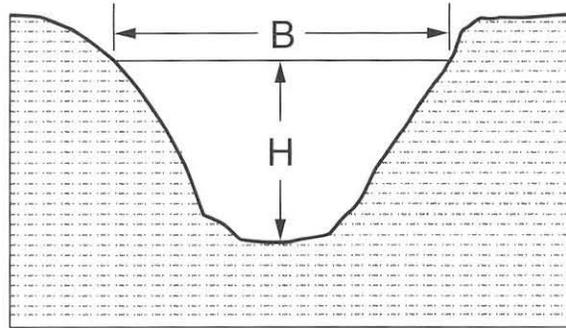


Figura 2.20 Perfil transversal de la boquilla.

### 2.2.2 Condiciones geológicas y geotécnicas

Cada uno de los factores mencionados arriba tiene su peso en el proceso de búsqueda de la solución óptima a la que se refiere a la selección del sitio y del tipo de la cortina, pero en mayor grado esta selección depende de las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio.

Después de la construcción de la cortina y el llenado del vaso, en la región se crea un complejo hidrotécnico, el cual cambia el estado de esfuerzos y deformaciones, principalmente en la cimentación y en las laderas del río.

Así mismo, se cambia el régimen del flujo de las aguas subterráneas en el valle del río.

Las siguientes condiciones básicas, junto con las condiciones geotécnicas, se deben tomar en cuenta en la selección del sitio y del tipo de la cortina:

- Sismicidad de la región.
- Condiciones hidráulicas.

- Esfuerzos en la cimentación.
- Deformabilidad de la cimentación.
- Cantidad de las excavaciones.

**Sismicidad de la región.** En principio no se recomienda la construcción de cortinas en regiones con movimientos tectónicos recientes (fallas activas, etc.). En caso de la necesidad de construcción de cortina en las regiones con alta sismicidad, se deben tomar medidas constructivas antisísmicas en la etapa de diseño.

Inevitablemente, esto sube el precio del proyecto y disminuye las variantes posibles del tipo de la cortina. Las cortinas de materiales graduados y enrocamiento tienen su ventaja en tal caso. Dos de las cortinas más altas en el mundo (Nurec,  $H = 300$  m y Rogun,  $H = 330$  m en la exUnión Soviética) son de este tipo, con corazón central de arcilla y están situadas en regiones con alta actividad sísmica.

**Condiciones hidráulicas.** La elección del sitio y del tipo de la cortina va a depender de la permeabilidad y de la resistencia de filtración de la cimentación, porque las cimentaciones blandas tienen límite de resistirse a gradientes altos.

Una de las características importantes de las condiciones hidráulicas del sitio es el gradiente hidráulico  $i$  para filtración a través de, debajo a y al lado de la cortina. El depende del tipo de cortina. Para cortinas térreas homogéneas  $i < 1$ , mientras que para cortinas de contrafuertes o cortinas de tipo arco bóveda el valor de  $i$  puede rebasar a 10.

**Esfuerzos en la cimentación.** Los esfuerzos que la cortina transmite a la cimentación varían en límites amplios, dependiendo del tipo de cortina. En el cuadro 2.6 se presentan los valores aproximados de los esfuerzos en la cimentación para una cortina con altura  $H = 100$  m.

Cuadro 2.6 Esfuerzos aproximados en la cimentación de la cortina con  $H = 100$  m.

Tipo de la cortina	Esfuerzos máximos (MN·m <sup>-2</sup> )
Cortina de materiales térreos	1.8 - 2.1
Cortina de gravedad	3.2 - 4.0
Cortina de contrafuertes	5.5 - 7.5
Cortina de arco	7.5 - 10.0

En tal caso, en sitios con cimentación sobre suelos o rocas blandas, las cortinas de materiales térreos tienen la ventaja de tener niveles bajos de los esfuerzos, los cuales se transmiten a la cimentación.

Las cortinas de gravedad altas se pueden construir en sitios con cimentación sobre rocas, los cuales pueden soportar esfuerzos de compresión del orden de 3.0 a 4.0 MN·m<sup>-2</sup> y más. Los requisitos más altos con respecto a la capacidad de la cimentación se tienen en el diseño de cortinas de contrafuertes y cortinas de arco, en tal caso los esfuerzos en la cimentación llegan hasta 10 meganewtones por metros cuadrados (MN·m<sup>-2</sup>).

**Deformabilidad de la cimentación.** El estado de esfuerzos del sistema cortina-cimentación depende tanto del valor absoluto de la rigidez (módulo de elasticidad) de cada uno de los elementos del sistema, como de la relación de rigidez de estos elementos (cortina y cimentación).

Cuando la cimentación es no homogénea, con deformabilidad variable por el perfil longitudinal de la cortina y por el perfil transversal, en el cuerpo de la cortina se forman zonas con alta concentración de esfuerzos. La estabilidad de la cortina depende de la flexibilidad y la adaptabilidad de su cuerpo, puesto que las zonas de inestabilidad local (de tensión, de corte, de filtración, etc.) pueden causar pérdida de estabilidad total de la construcción.

Evidentemente, en tal caso el sitio con rigidez de la cimentación baja y variable, las cortinas térreas son preferibles, porque, por un lado, el nivel de los esfuerzos transmitidos es más bajo y, por otro, este tipo de cortinas son más flexibles para aceptar las deformaciones irregulares de la cimentación.

Las cortinas de concreto son construcciones más rígidas y se someten a requisitos más altos con respecto a la deformabilidad de la cimentación.

Para asegurar la deformación uniforme del cuerpo de la cortina, a veces es necesario diseñar medidas constructivas (excavaciones hasta la zona rígida, inyección de la cimentación, juntas de deformación, etc.), las cuales encarecen las cortinas de concreto y esto puede influir en la selección final del tipo de cortina.

**Cantidad de las excavaciones.** La cantidad de las excavaciones de las cimentaciones depende de las condiciones geológicas del sitio y del tipo de cortina.

En el caso de que se tengan suelos o rocas con grandes espesores de material blando como cimentación, es más ventajoso decidirse por cortinas de tierra.

Las cortinas de concreto requieren cimentación con alta resistencia y baja deformabilidad.

Si la roca dura está localizada a gran profundidad, el volumen de las excavaciones aumenta; asimismo aumenta el volumen del concreto del cuerpo de la cortina. Esto sube el precio del proyecto y, en tal fin, puede ser el factor que determina el tipo de cortina.

### 2.2.3 Otros factores

Además de las consideraciones topográficas, geológicas y geotécnicas, la selección del sitio y el tipo de cortina depende de factores tales como:

- Propósito de la presa (irrigación, control de avenidas, hidroeléctricas, suministro de agua, etc.).
- Materiales disponibles para la construcción del cuerpo de la cortina.
- Inundación de regiones pobladas, infraestructura de transporte, minas, etc.
- Situación y precio de los vertedores y las obras de desvío.
- Posibilidad de desvío de las aguas durante la construcción.
- Riesgo de inundación durante la construcción.

Cada uno de los factores mencionados arriba tiene su peso en el análisis técnico-económico para la selección final del sitio y del tipo de la cortina. En un análisis concreto cada factor puede obtener importancia determinante para la selección de una variante dada.

Las consideraciones sobre la selección del sitio y del tipo de la cortina, presentados en este capítulo, se sintetizan en el cuadro 2.7.

## 2.3 Acciones de diseño

La seguridad de las presas, durante la construcción y operación, depende de cuánto el cuerpo de la cortina y la cimentación pueden resistir las acciones que actúen sobre el sistema, sin interrumpir su continuidad.

Por tal razón, es importante definir correctamente las acciones que actúan sobre la cortina por su género y tamaño. A simple vista, esta tarea es fácil dado que la forma geométrica del cuerpo de la cortina (excluyendo las cortinas de arco) es relativamente sencilla. Por otro lado, se debe tomar en cuenta que la seguridad de la presa depende de la estabilidad del cuerpo de la cortina y de la cimentación. El cuerpo de la cortina se construye de materiales relativamente homogéneos, con características físico-mecánicas determinadas según un proyecto previo. Originalmente la cimentación puede ser no homogénea, con anisotropía, agrietamiento y características variables en el tiempo.

Cuadro 2.7 Consideraciones básicas para selección del sitio y del tipo de la cortina.

Tipo de cortina	Condiciones topográficas	Cimentación	Esfuerzos efectivos en la cimentación	Deformaciones admisibles de la cimentación	Vertedores y obras de desvío	Materiales necesarios para la construcción
Cortina de materiales térreos	No hay limitaciones	Suelo y roca; excavación de la capa superficial del suelo	Bajos	Altas	Fuera del cuerpo de la cortina; <i>desventaja:</i> precio considerable	Materiales impermeables para el corazón (la pantalla); filtros
Cortina de enrocamiento	No hay limitaciones	Roca recomendada; excavación hasta la roca dura sólo abajo del corazón arcilloso	Bajos	Altas	Fuera del cuerpo de la cortina; <i>desventaja:</i> precio considerable	Materiales impermeables para el corazón, filtros; roca para los respaldos
Cortina de gravedad	No hay limitaciones. <i>Recomendación:</i> $B/H > 5$	Roca; excavación hasta la roca dura (recomendación no más de 5 m)	Medios	Medias	En el cuerpo de la cortina	Cemento, materiales agregados
Cortina de contrafuertes	Valles anchos <i>Recomendación:</i> $B/H > 5$	Roca; excavación hasta la roca dura (recomendación no más de 5 m)	Medios	Medias	En el cuerpo de la cortina	Cemento, materiales agregados <i>Ventaja:</i> de 30 a 60% menos concreto que la cortina de gravedad
Cortina de arco	Valles estrechos <i>Recomendación:</i> $B/H < 5$	Roca sana; excavación hasta la roca dura	Altos	Bajas	En el cuerpo de la cortina	Cemento, materiales agregados <i>Ventaja:</i> de 50 a 85% menos concreto que la cortina de gravedad

Nota: B es el ancho de la boquilla en la cota de la corona de la cortina; H es la altura de la cortina.

Algunas de las acciones sobre el sistema cortina-cimentación son determinadas por su tamaño y características (el peso propio y empuje hidrostático externo). Otras acciones se determinan en menor grado, por ejemplo, las fuerzas internas de filtración, fuerzas sísmicas, los esfuerzos causados por las diferencias de la temperatura, etc. Algunas veces estas acciones varían con el tiempo; asimismo pueden depender de la resistencia y deformabilidad irregular del sistema cortina-cimentación.

### 2.3.1 Acciones

En la práctica de diseño de presas, las acciones se clasifican generalmente de acuerdo con la duración con que actúan y su intensidad máxima sobre la estructura.

Tomando en cuenta la experiencia de varios países: EUA (USBR, 1961), Rusia (SNIP, 1987), Inglaterra (Novak, et al, 1996; CIRIA, 1996), Bulgaria (Papazchev, 1991; Patokov, 1995) y México (CNA e IMTA, 1996), se definen tres categorías principales de acciones:

Permanentes:

- El peso propio.
- El peso de máquinas y mecanismos (compuertas, grúas, turbinas, transformadores, etc.), los cuales no cambian su localización durante la operación.
- El empuje hidrostático del agua del embalse (el nivel del agua es igual al NAMO).
- La subpresión y las fuerzas de filtración (el nivel de agua es igual al NAMO, la pantalla impermeable y el drenaje funcionan normalmente).
- El empuje horizontal y vertical de tierra.

VARIABLES:

- El empuje de azolve.
- El empuje hidrodinámico por oleaje causado por viento, sismo y deslizamientos de masas de tierra dentro del embalse.
- Los efectos de la temperatura.
- Los efectos de fraguado y desplazamiento del concreto (para cortinas de concreto).
- El empuje de hielo (si existe).
- Los esfuerzos generados por asentamientos diferenciales en la cimentación.

Accidentales:

- El empuje hidrostático del agua del embalse (el nivel del agua es igual al NAME).
- La subpresión y las fuerzas de filtración (la pantalla impermeable no funciona normalmente, el taponamiento parcial del sistema de drenaje).
- Las acciones sísmicas.
- Los efectos de la temperatura (para el año con amplitud máxima de las temperaturas).
- El empuje hidrodinámico por oleaje causado por viento (para el año con velocidad máxima probable del viento).
- Los efectos de vaciado rápido del embalse.

**Peso propio de la cortina.** El peso propio se calcula con base en las dimensiones geométricas del perfil transversal de la cortina.

Para cortinas de gravedad y cortinas de tierra el peso propio se calcula para una sección con espesor de 1 m. Para cortinas aligeradas de concreto y cortinas de contrafuertes, el peso propio se calcula para un bloque. Para análisis preliminar el peso volumétrico del concreto se puede aceptar entre 23.5 y 24 kilonewtones por metros cúbicos ( $\text{kN.m}^{-3}$ ).

Para cortinas de materiales térreos, el peso volumétrico se determina con pruebas de laboratorio o se acepta por analogía. En las etapas avanzadas del diseño y construcción, el peso volumétrico de los materiales se corrige según los datos experimentales del campo.

Generalmente, el volumen de los huecos (cavidades) en el cuerpo de la cortina no se disminuye del volumen total.

Cabe mencionar la diferencia principal de cálculo de peso propio de las cortinas de concreto y cortinas de materiales térreos. En el análisis clásico de la estabilidad de las cortinas de concreto, se acepta que el peso propio actúe como fuerza concentrada en el centroide del perfil transversal (figura 2.21a), mientras que para las cortinas de tierra, el peso propio se calcula como fuerza de la masa distribuida en el perfil transversal de la cortina (figura 2.21b).

**Peso de máquinas y mecanismos.** Para cálculos preliminares se acepta por analogía. En las etapas siguientes de diseño, este peso se puede precisar con base en la especificación real de las máquinas y mecanismos.

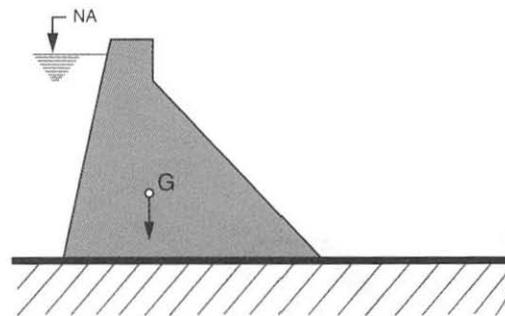
**Empuje hidrostático.** El empuje hidrostático se calcula con el peso volumétrico del agua  $\gamma_w = 10 \text{ kN.m}^{-3}$ . Su dimensión depende del tamaño y forma de la superficie del

contacto entre la cortina y el agua. Para superficies planas (figura 2.22) la dimensión del empuje hidrostático se calcula con la fórmula :

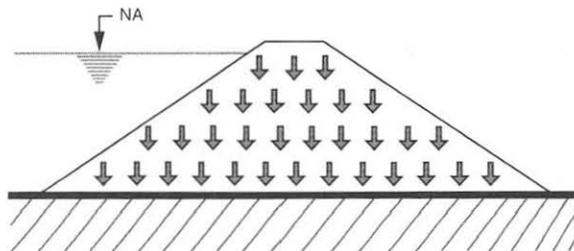
$$F_w = \gamma_w \cdot h \cdot F \quad (2.1)$$

donde:

h es la presión hidrostática, F es el área de la superficie de contacto.

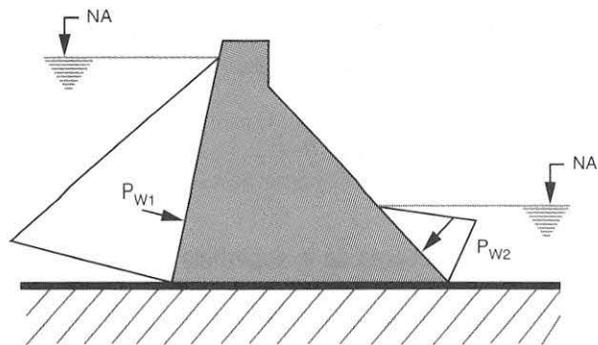


a) cortina de concreto



b) cortina de terraplén

Figura 2.21 Peso propio de la cortina. a) Presa de concreto, b) Presas de tierra.



a) cortina de concreto

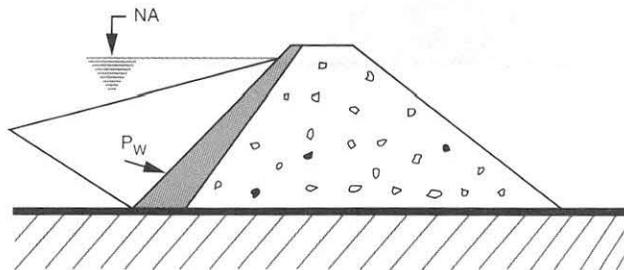


Figura 2.22 Empuje hidrostático sobre superficies planas. a) Cortina de concreto, b) Cortina de tierra.

Para superficies curvilíneas la dimensión del empuje hidrostático se determina con la fórmula siguiente:

$$P_w = \sqrt{P_{wx}^2 + P_{wy}^2 + P_{wz}^2} \quad (2.2)$$

donde:

$$P_{wx} = \gamma_w \cdot l_x \cdot F_x ;$$

$$P_{wy} = \gamma_w \cdot l_y \cdot F_y ;$$

$$P_{wz} = \gamma_w \cdot V ;$$

$F_x$  y  $F_y$  son las áreas de las proyecciones de la superficie curvilínea sobre planos perpendiculares a los ejes X y Y respectivamente;  $l_x$  y  $l_y$  son las distancias del centroide de las áreas  $F_x$  y  $F_y$  hasta la superficie libre del agua; V es el volumen del agua, delimitado por la superficie curvilínea y la superficie libre del agua.

**Empuje hidrodinámico.** En caso de velocidades altas de flujo del agua en las obras de desagüe, en el cuerpo de la cortina surgen acciones hidrodinámicas con el contacto concreto-agua. Estas acciones se manifiestan como presión hidrodinámica pulsante, cavitación, aireación, etcétera.

El empuje hidrodinámico se calcula con la fórmula:

$$P_{wd} = \frac{Q\gamma_w}{g} (V_2 - V_1) \quad (2.3)$$

donde:

- Q es el gasto del agua especificado;
- $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua;
- $V_1$  es la velocidad de la entrada de la corriente;
- $V_2$  es la velocidad de la salida de la corriente.

La fuerza  $P_{wd}$  es proporcional al vector de la velocidad resultante, el cual determina su dirección y ubicación.

La cavitación es el resultado del cambio de la presión en la corriente del agua cuando se cambia su velocidad. Cuando la presión en el agua se hace menor a la presión del vapor saturado del agua, en el líquido se generan bolsas de aire y se interrumpe la continuidad de la corriente. Las bolsas del aire transportadas en el tramo donde la presión del agua es más alta que la presión del vapor saturado, se absorben nuevamente en el líquido. Este proceso ocurre en milésimas de segundo y se acompaña de formación de onda de choque con alta presión. La cavitación cambia el tipo de corriente del agua, causa pérdida de energía, vibraciones y erosión del material de la obra de desagüe. En la figura 2.23 se muestra la localización posible de la erosión cavitacional de una cortina de concreto.

Una medida del tamaño de la cavitación puede ser el coeficiente  $\beta$  (Sliskii, 1986):

$$\beta = \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \quad (2.4)$$

donde:  $\sigma$  es el coeficiente de la cavitación y  $\sigma_{cr}$  es el valor crítico de  $\sigma$ .

$$\sigma = \frac{\frac{P_{abs} - P_{cr}}{\gamma_w}}{\frac{V^2}{2g}} \quad (2.5)$$

donde:

$P_{abs}$  es la presión absoluta en el punto dado de la corriente;

$P_{cr}$  es la presión crítica del vapor del agua;

$V$  es la velocidad de la corriente.

EL valor de  $\sigma_{cr}$  varía entre 0 y 4. Cuando  $\beta > 1$  no hay cavitación. El proceso de cavitación comienza cuando  $\beta = 1$  a 0.7. Si  $\beta < 0.7$  la intensidad de la cavitación se aumenta considerablemente.

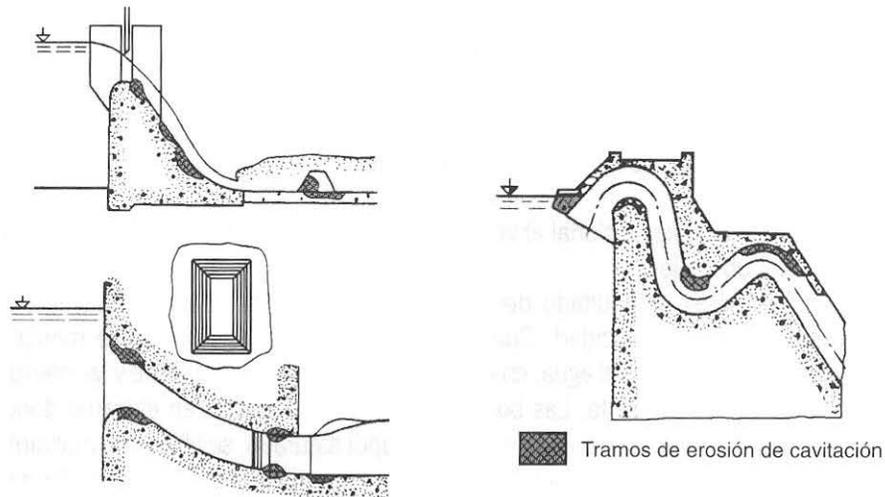


Figura 2.23 Localización de la erosión cavitacional.

**Fuerzas de filtración.** La acción del flujo de filtración sobre la cortina y su cimentación es resultado de la penetración del agua en los poros del suelo y de la roca (asimismo en las grietas del concreto o roca).

La partícula del suelo inmersa en el flujo del agua (figura 2.24a) está sometida a dos tipos de fuerzas: normales  $f_n$  (figura 2.24b) y tangenciales  $f_t$  (figura 2.24c), causadas por la fricción entre la partícula y el agua. De la suma geométrica de las fuerzas normales y tangenciales resulta la fuerza  $f$  (figura 2.24d), la cual trata de mover la partícula por la dirección del movimiento de la corriente del agua.

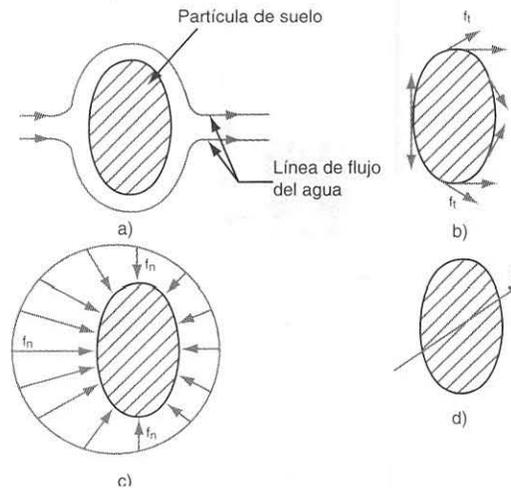


Figura 2.24 Acción del flujo del agua sobre las partículas de suelo.

En un volumen dado  $V$  (del cuerpo de la cortina o de su cimentación) sobre cada partícula actúa la fuerza  $f$ . La suma geométrica de todas las fuerzas elementales  $f$  se representa de, la fuerza de la acción hidráulica  $F_v$ . La fuerza relativa, con la cual el flujo de filtración actúa sobre una unidad del volumen es igual a:

$$F = \frac{F_v}{V} \quad (2.6)$$

La fuerza  $F$  se puede descomponer en dos componentes (figura 2.25):

a) Fuerza vertical  $f_w$  (fuerza de Arquimedo):

$$f_w = (1 - n)\gamma_w \quad (2.7)$$

donde:  $n$  es el volumen de los poros en una unidad del volumen del suelo;  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua.

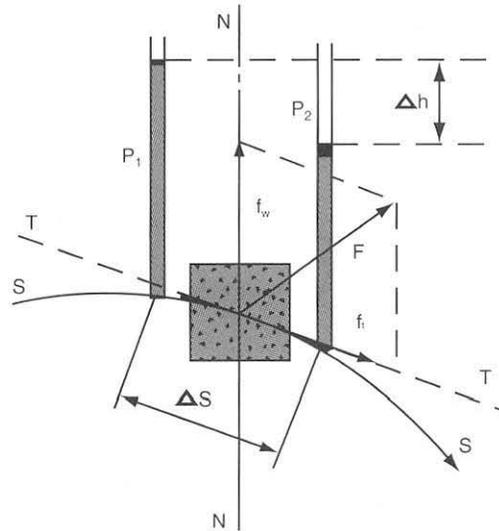


Figura 2.25 Componentes de la fuerza F.

b) Fuerza tangencial  $f_t$

$$f_t = (1)\gamma_w i \quad (2.8)$$

donde:

1 es el volumen único del material e  $i$  es el gradiente hidráulico .

La acción de flujo de filtración sobre el armazón del concreto del cuerpo de la cortina o sobre la cimentación de la roca es parecido, pero en este caso el área de la filtración se representa de los poros más grandes y las microgrietas. En tal caso las ecuaciones 2.7 y 2.8 tienen la forma siguiente:

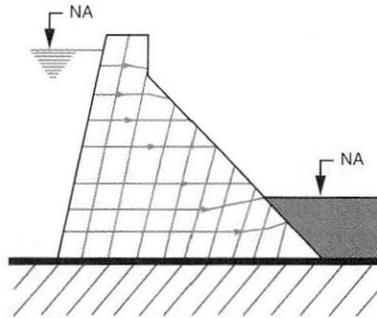
$$w = (1 - n)\gamma_w\alpha \quad (2.9)$$

$$w = n\gamma_w\alpha \quad (2.10)$$

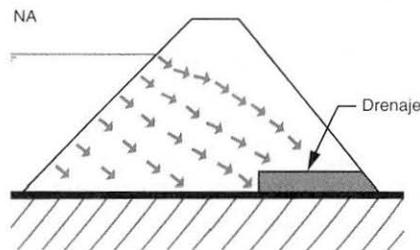
donde:

$\alpha = V_w/V_t$  es el coeficiente, el cual toma en cuenta el nivel de saturación de los poros y las grietas con agua bajo presión.  $V_w$  es el volumen de los poros (las grietas) lleno de agua.  $V_t$  es el volumen total del concreto (de las grietas).

La distribución teórica del flujo de filtración en el cuerpo de una cortina idealizada se muestra esquemáticamente en la figura 2.26.



a) cortina de gravedad



b) cortina de tierra

Figura 2.26 Distribución teórica del flujo de filtración en el cuerpo de una cortina idealizada: a) cortina de concreto, b) cortina de tierra.

La acción del flujo de filtración en el contacto cimentación-cortina se representa en la figura 2.27.

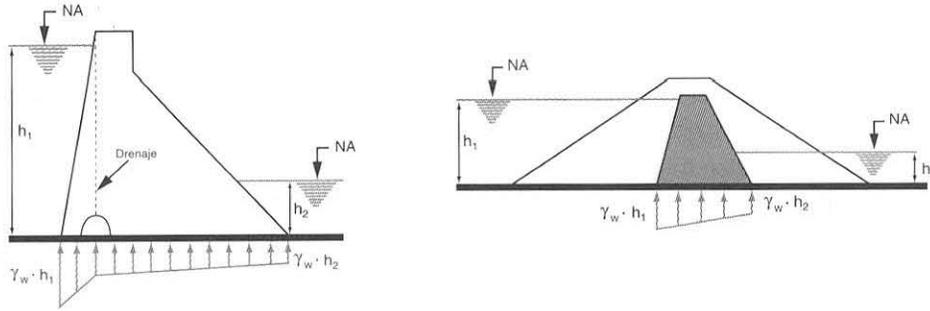


Figura 2.27 Subpresión en el contacto cortina-cimentación.

**Empuje de oleaje.** El empuje de las olas se puede causar por el viento, por fuerzas sísmicas, por movimiento de embarcaciones, etcétera.

El empuje hidrodinámico por oleaje, causado por viento, depende de los parámetros del oleaje: la altura de la onda  $h$ , la longitud de la onda  $\lambda$  y el periodo  $T$ . Por otro lado, estos parámetros dependen de los factores, tales como: la velocidad del viento, duración de la acción del viento, *fetch* de la onda y profundidad del vaso cerca de la cortina.

Los cálculos se realizan para una velocidad autorizada del viento con altura de 10 m de la superficie del agua en el vaso. La duración de acción del viento se determina con base en observaciones experimentales. Si faltan datos experimentales, se acepta que la duración del viento es no menor a seis horas.

Este tipo de acción es más considerable para las cortinas de concreto, a causa de que la fuerza actúa casi perpendicular a la superficie de la cortina aguas arriba.

**Empuje de azolves.** El empuje de azolves depende del tamaño de las partículas del material delante de la cortina. Delante de las cortinas altas se sedimentan las partículas pequeñas de arena y arcilla. En caso de cortinas bajas, en regiones montañosas, antes de la cortina se depositan principalmente partículas arenosas y de grava.

El empuje de azolves se puede calcular con la fórmula:

$$E_s = \frac{1}{2} \gamma_{sed} h_{sed}^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_{sed}}{2} \right) \quad (2.11)$$

donde:

$\gamma_{sed}$  es el peso volumétrico de los azolves sumergido;

$\eta_{sed}$  es la altura de la capa de los azolves antes de la cortina;

$\phi_{sed}$  es el ángulo de la fricción interna de los azolves.

Para azolves con tamaño de las partículas mayor a 0.05 mm, se puede aceptar que  $\gamma_{sed}$  es igual de 9 a 13 kN/m<sup>3</sup>. Si las partículas son de tamaño menor a 0.05 mm, el peso volumétrico de los azolves se acepta de 4 a 8 kilonewtones por metros cúbicos (kN/m<sup>3</sup>).

El ángulo de la fricción interna de los azolves se determina experimentalmente. Si faltan datos, se pueden aceptar los siguientes valores:

$\phi_{sed} = 20^{\circ}$  a  $22^{\circ}$  para azolves de material arenoso.

$\phi_{sed} = 16^{\circ}$  a  $18^{\circ}$  para azolves de material arenoso-arcilloso.

$\phi_{sed} = 10^{\circ}$  a  $14^{\circ}$  para azolves de material arcilloso.

**Empuje de hielo.** Esta acción no es actual para el territorio de la república mexicana. Se comenta aquí desde el punto de vista de la presentación completa del problema.

La acción del hielo se puede causar tanto por cobertura de hielo como por bloques de hielo separados. La acción puede ser estática y dinámica. Para determinar el empuje de hielo, se utilizan datos de observaciones sobre cortinas construidas.

**Acciones sísmicas.** Las observaciones y los cálculos muestran que no existe peligro para las cortinas localizadas en sitios con sismicidad de la región más baja del grado VI, por la escala de Mercalli.

Los daños eventuales son pequeños y se pueden eliminar sin interrupción de la operación de la presa.

Cuando existen otros sitios apropiados, en las regiones con sismicidad mayor al grado IX de la escala de Mercalli, no se construyen cortinas (esta es la práctica de muchos países en el mundo).

Si es inevitable construir cortinas en las regiones con sismicidad del grado X y mayor, es necesario tomar medidas especiales antisísmicas, las cuales son costosas y encarecen el proyecto.

Durante un temblor, los puntos de la superficie de la tierra, los cuales están cerca del epicentro efectúan movimientos complejos en el espacio. Como resultado de la acción sísmica, la cortina está sometida a la carga de las fuerzas inerciales de su masa y asimismo a la presión hidrodinámica del agua del vaso.

Para el caso básico de diseño, se acepta que el nivel del vaso sea igual al NAMO y la fuerza sísmica actúe perpendicularmente al eje longitudinal de la cortina. Además,

para el análisis de la estabilidad de la cortina, se toma en cuenta la componente vertical de la acción sísmica, la cual reduce la masa de la cortina y, por lo tanto, su estabilidad.

Para las cortinas altas es necesario analizar la posibilidad del fenómeno de resonancia, aunque esta posibilidad no es muy probable debido al efecto de amortiguamiento.

Todos los problemas (métodos de análisis, sismo de diseño, etc.) relacionados con el análisis sísmico de cortinas de tierra, se presentarán detalladamente en los capítulos correspondientes.

### 2.3.2 Combinación de acciones

En la figura 2.28 se muestran esquemáticamente las acciones principales que actúan sobre la cortina.

A causa de que las acciones son diferentes por su naturaleza, duración y probabilidad de ocurrir, el análisis del estado de esfuerzos y la estabilidad de la cortina se debe hacer para combinaciones de acciones reales y bien argumentadas. Asimismo, se debe tomar en cuenta que algunas de las acciones tienen menor influencia en el balance de las fuerzas (empuje del hielo, peso de máquinas y mecanismos, empuje hidrodinámico por oleaje), mientras que otras tienen mayor importancia en este balance (peso propio de la cortina, empuje hidrostático del agua en el embalse, fuerzas sísmicas, etc.). Un factor adicional puede ser el tamaño de la cortina: un caso es el diseño de presas pequeñas y otro es el diseño de presas con cortinas altas y de gran potencial catastrófico.

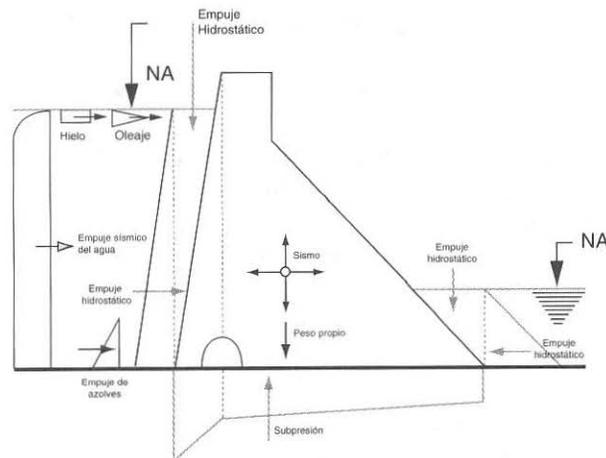


Figura 2.28 Esquema de las acciones principales.

En la práctica mundial de diseño de presas se utilizan más frecuentemente tres combinaciones de acciones (USBR, 1961; SNIP 1987; CIRIA, 1996; CNA e IMTA, 1996):

- Usual
- Inusual
- Extrema.

Las tres combinaciones de las acciones se muestran en el cuadro 2.8.

Cuadro 2.8 Combinaciones de las acciones.

Acciones	Descripción	Combinación de las acciones		
		Usual	Inusual	Extrema
<b>Permanentes</b>				
Peso propio		SÍ	SÍ	SÍ
Peso de mecanismos		SÍ	SÍ	SÍ
Empuje hidrostático				
Aguas arriba	Nivel de agua = NAMO	SÍ	NO	SÍ
	Nivel de agua = NAME	NO	SÍ	NO
Aguas abajo	Nivel de agua = máx	SÍ	NO	SÍ
	Nivel de agua = mín	NO	SÍ	NO
Subpresión	Drenaje funcionando	SÍ	SÍ	SÍ
	Drenaje bloqueado	SÍ <sup>1</sup>	SÍ <sup>1</sup>	SÍ <sup>1</sup>
<b>Variables</b>				
Empuje de azolves		SÍ	SÍ	SÍ
Oleaje del viento	Confiabilidad del viento 2%	SÍ	NO	NO
	Confiabilidad del viento 50%	NO	SÍ	NO
Temperatura de concreto	Amplitud normal de las temperaturas	SÍ	NO	SÍ
	Amplitud máxima de las temperaturas	NO	SÍ	NO
Hielo	Si existe	SÍ	SÍ <sup>2</sup>	SÍ
<b>Accidentales</b>				
Sismo		NO	NO	SÍ

Notas:

1. La posibilidad y el grado de bloqueo del drenaje se debe evaluar para cada caso particular.
2. La acción del hielo (si existe) puede ser de dos tipos: a) empuje de la expansión térmica del hielo, b) empuje dinámico de bloques de hielo. Cuando el nivel del agua en el vaso es NAME, en los cálculos se toma en cuenta sólo el efecto del empuje dinámico de bloques de hielo.

## 2.4 Bordo libre

La cota de la corona de la cortina está en función del nivel del agua en el embalse y del bordo libre de la cortina.

El nivel del agua en el embalse (NAMO = Nivel de Aguas Máximo Ordinario, o NAME = Nivel de Aguas Máximo Extraordinario) se determina con base en investigaciones hidrológicas, hidráulicas, técnico-económicas, etcétera.

El bordo libre (la distancia vertical entre el nivel del agua y la corona de la cortina) debe ser suficiente para que absorba la fluctuación del nivel del agua en el embalse, causada por el viento o efectos sísmicos.

Ahora existen sugerencias para tomar en cuenta los efectos de deslizamiento de masas de tierra en el vaso de la presa, el cual puede causar desborde de la cortina con consecuencias graves (daños materiales y víctimas humanas), como en el caso de la catástrofe de la cortina Vaiont, Italia en el año 1963.

Para cortinas de materiales térreos se deben analizar y tomar en cuenta, asimismo, los asentamientos del cuerpo de la cortina y de la cimentación.

En la literatura especial existen varios métodos para determinar el bordo libre (Novak et al, 1996; Papazhev, 1991; Patokov, 1995). La determinación de la cota corona, presentado a continuación, sigue el método publicado de Papazhev (1991).

### 2.4.1 Cortinas de concreto

**Cota de la corona.** La cota de la corona de las cortinas NC se calcula para dos casos:

- El nivel del agua en el embalse es igual al NAMO. En este caso la cota de la corona NC se calcula con la fórmula:

$$NC = NAMO + d_{NO} \quad (2.12)$$

$d_{NO}$  es el bordo libre, cuyo objeto es evitar que el oleaje del vaso desborde la corona y, a la larga, ponga en peligro la estabilidad de la cortina. El bordo libre  $d_{NO}$  se calcula en función de la marea para una confiabilidad del viento de 2 % para cortinas de primera y segunda clase, y de 3% para cortinas de tercera clase.

- El nivel del agua en el embalse es igual al NAME. En este caso la cota de la corona NC se calcula con la fórmula:

$$NC = NAME + d_{NE} \quad (2.13)$$

$d_{NE}$  es el bordo libre, calculado en función de la marea para una confiabilidad del viento del 50 por ciento.

**Bordo libre.** El bordo libre  $d$  ( $d_{NO}$  o  $d_{NE}$ ) se calcula con la siguiente fórmula:

$$d = \Delta h + \eta_{max} + a \text{ [m]} \quad (2.14)$$

donde:

$\Delta h$  es la altura del levantamiento del nivel del agua como resultado de la acción larga del viento;

$$\Delta h = k \frac{v_B^2 D}{gh} \cos \alpha \text{ [m]} \quad (2.15)$$

$k$  es el coeficiente que depende de la velocidad del viento (cuadro 2.9).

Cuadro 2.9 Coeficiente  $k$  en función de la velocidad del viento.

$v_B$ (m/s)	20	30	40	50
$k$ ( $10^{-6}$ )	2.1	3.0	3.9	4.8

$v_B$  es la velocidad del viento en km/h, a una altura  $h = 10$  m sobre el nivel del agua. Las velocidades  $v_{BH}$  medidas a una altura  $h \neq 10$  m se calculan con la fórmula:

$$v_{BH} = k_v \cdot v_B \quad (2.16)$$

$k_v$  es el coeficiente de corrección (cuadro 2.10).

Cuadro 2.10 Coeficiente  $k_v$  en función de la altura sobre el nivel del agua.

$h$ (m)	2	6.5	8	10	12	17	28
$k_v$	1.25	1.05	1.03	1.0	0.98	0.94	0.89

$D$  es el *fetch* efectivo en [m] (la distancia de la cortina hasta la orilla, medida en la dirección del viento (fig. 2.29);

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$  es la aceleración de gravedad;

$H$  es la profundidad del vaso a la cortina, [m];

$\eta_{\text{máx}}$  es el rebase máximo de la onda estacionaria arriba del nivel estático del agua, [m]; (fig.2.30);

$a$  es la reserva constructiva, [m], (cuadro 2.11).

Cuadro 2.11 Reserva constructiva para cortinas de concreto.

Tipo de cimentación	Altura de la cortina (m)			
	Roca	> 100	50 - 100	20 - 50
Arena, grava, arcilla firme y media	> 40	20 - 40	10 - 20	< 10
Arcilla saturada y plástica, arena fina	> 20	15 - 20	10 - 15	< 10
Clase de cortina	I	II	III	IV
$a$ [m]	0.80	0.60	0.40	0.40

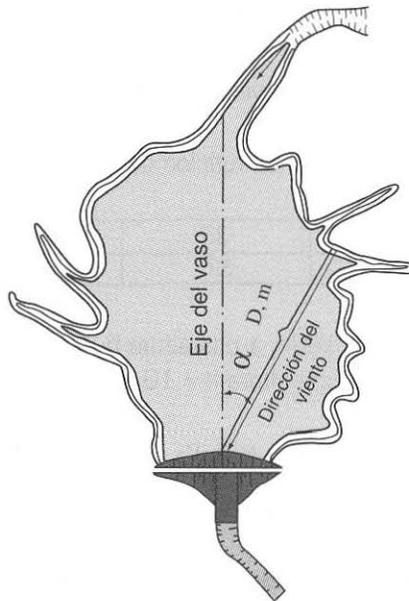
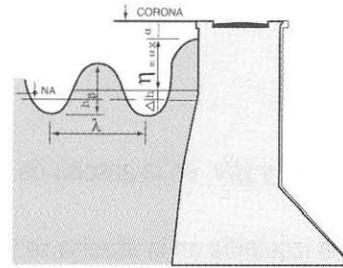
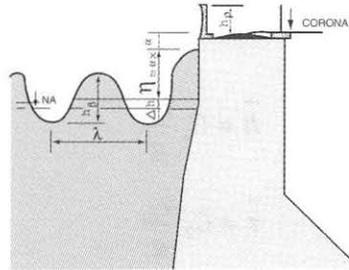


Figura 2.29 Fetch efectivo.



a) cortina sin parapeto masivo



b) con parapeto masivo

Figura 2.30 Esquema de determinación de cota corona de cortinas de concreto. a) cortina sin parapeto masivo y b) con parapeto masivo.

**Cálculo de  $\eta_{\text{máx}}$ .** Para calcular  $\eta_{\text{máx}}$ , primero se deben calcular los parámetros de la ola (longitud  $\lambda$ , la altura  $h_B$  y periodo  $T$ ). Esto se puede hacer utilizando la gráfica presentada en fig. 2.31. El cálculo se realiza de acuerdo a las siguientes etapas:

1. Se especifican los valores de:

- a)  $D$  [m] - fetch efectivo
- b)  $v_B$  [m/s] - velocidad del viento a  $h = 10$  m
- c)  $H$  [m] - profundidad del vaso
- d)  $t$  [h] - tiempo de acción del viento.

2. Se calculan los valores de:

- a)  $g \cdot t / v_B$
- b)  $g \cdot D / v_B^2$
- c)  $g \cdot H / v_B^2$

3. Se trazan los valores de  $gD/v_B^2$  y  $gt/v$  en la abscisa de la gráfica en la fig. 2.31.
4. Del valor que está más a la izquierda en la abscisa se traza una línea vertical hasta que cruce la curva con valor igual a  $gH/v_B^2$
5. Para este punto de la gráfica (fig.2. 31) se toman los valores de  $\bar{g}/v_B^2 = C_1$  y  $\bar{g}\bar{\tau}/v_B = C_2$ .
6. Se calculan:

$$\bar{h} = C_1 \frac{v_B^2}{g} \quad (2.17)$$

$$\bar{\tau} = C_2 \frac{v_B}{g} \quad (2.18)$$

7. Se calcula la longitud media de la onda:

$$\bar{\lambda} = \frac{g\bar{\tau}}{2\pi} \quad (2.19)$$

8. Se calculan la altura y periodo de la onda con confiabilidad  $i$  (%):

$$h_{Bi} = \bar{h}_B k_k \quad (2.20)$$

$$\tau_i = \bar{\tau} k_\tau \quad (2.21)$$

donde los coeficientes  $k_h$  y  $k_t$  se toman del cuadro 2.12.

Cuadro 2.12 Coeficientes  $k_h$  y  $k_T$  en función de la confiabilidad.

Coeficientes	Confiabilidad $i$ , %							
	0.1	1	3	5	10	20	50	80
$k_h$	2.96	2.42	2.10	1.95	1.71	1.43	0.94	0.53
$k_T$	1.78	1.61	1.47	1.41	1.36	1.25	1.00	0.75

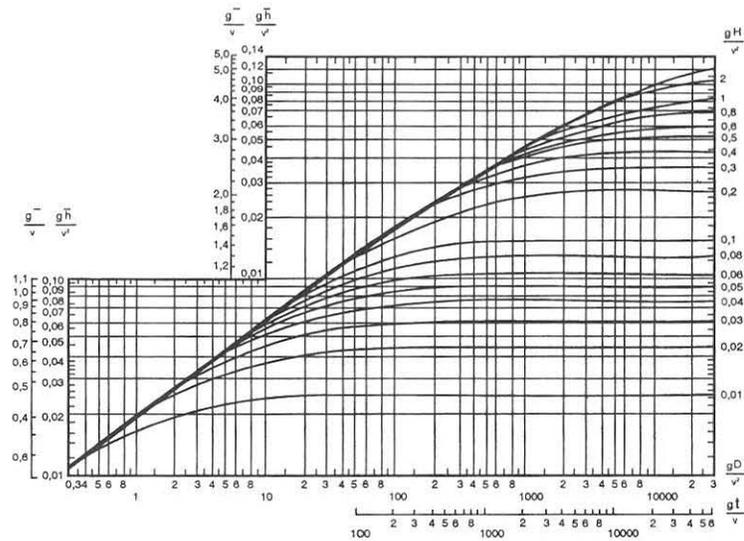


Figura 2.31 Gráfica para determinar los elementos de la marea del viento.

9. La longitud de la onda se acepta como sigue:

$$\lambda = (de 1 a 1.2)\bar{\lambda} \tag{2.22}$$

Ahora se puede calcular  $\eta_{m\acute{a}x}$ :

$$\eta_{max} = h_{Bi} \cos \beta t + \frac{kh_{Bi}^2}{2} \cos^2 \beta t \cdot cth(kH) \tag{2.23}$$

donde:  $\beta = 2\pi / \tau$

$$k = 2\pi / \lambda$$

Para determinar  $\eta_{\text{máx}}$  también se pueden usar las gráficas presentadas en la figura 2.32.

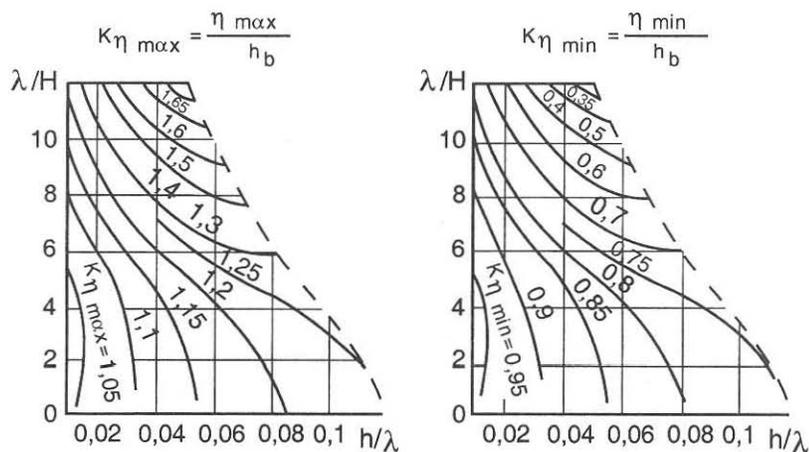


Figura 2.32 Gráficas para determinar los coeficientes del oleaje máximo y mínimo.

**Efectos de parapeto y sismo.** En caso de que se construya un parapeto masivo de la cortina, se puede disminuir la cota corona (fig. 2.30b).

Después de la determinación de la cota corona de la cortina se debe revisar si, en caso de sismo, la altura del borde libre es suficiente para que la ola producida por la onda sísmica no rebase la cortina.

La altura de estas olas se puede calcular con la fórmula:

$$h_s = 0.40 + 0.76(J - 6) \quad (2.24)$$

donde J es la intensidad del temblor según la escala de Mercalli.

## 2.4.2 Cortinas de tierra

Para calcular la cota corona se utilizan las fórmulas 2.12 y 2.13. La diferencia entre las cortinas de concreto y de tierra es únicamente la determinación de la altura del bordo libre  $d$  ( $d_{NO}$  o  $d_{NE}$ ) de la cortina.

Para las cortinas de tierra  $d$  se calcula con la siguiente fórmula (Papzhev, 1990):

$$d = \Delta h + h_d + a \quad (2.25)$$

donde:

$\Delta h$  se calcula con la fórmula 2.15.

$a$  es la reserva constructiva (cuadro 2.13).

$h_d$  es la altura de deslizamiento de la onda sobre el talud (fig. 2.33).

Cuadro 2.13 Reserva constructiva para cortinas térreas.

Tipo de cimentación	Altura de la cortina (m)			
	Roca	> 100	50 - 100	18 - 50
Arena, grava, arcilla firme y media	> 70	35 - 70	15 - 35	< 15
Arcilla saturada y plástica, arena fina	> 40	20 - 40	10 - 20	< 10
Clase de cortina	I	II	III	IV
$a$ para el NAMO [m]	0.80		0.50	
$a$ para el NAME [m]	0.50		0.30	

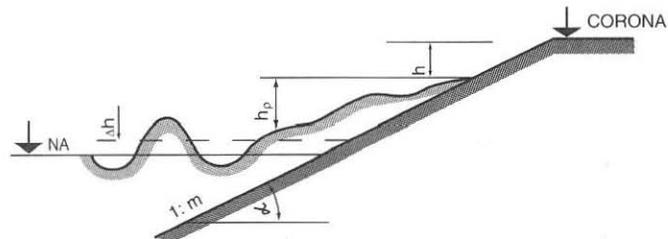


Figura 2.33 Esquema de determinación de cota corona de cortinas de tierra.

El valor de  $h_d$  con confiabilidad  $i$  del viento se calcula con la fórmula:

$$h_{di} = k_r k_p k_c k_H k_i h_{r\%} \quad (2.26)$$

donde:

$k_r$  es el coeficiente de rugosidad del talud (cuadro 2.14);

$k_p$  es el coeficiente de permeabilidad del talud (cuadro 2.14);

$k_c$  es coeficiente que depende de la inclinación del talud y de la velocidad del viento (cuadro 2.15);

$k_H$  es un coeficiente que se determina de las gráficas de la figura 2.34 (los valores fuera de los paréntesis son para una profundidad del agua en la cortina  $H > 2h_{r\%}$ );

$k_i$  es un coeficiente que depende de la confiabilidad  $i$  de la velocidad del viento (cuadro 2.16);

$h_{r\%}$  es la altura de la onda con confiabilidad  $i$  de la velocidad del viento.

Cuadro 2.14 Características del talud de la cortina.

Tipo del talud	Rugosidad relativa $r/h_{r\%}$	$k_r$	$k_p$
Talud impermeable (placas de concreto, asfalto, etc.)		1.00	0.90
Talud permeable (arena, grava, piedra, bloques de concreto)	<0.005	1.0	0.90
	0.005 - 0.01	0.95	0.85
	0.01 - 0.02	0.90	0.80
	0.02 - 0.05	0.80	0.70
	0.05 - 0.10	0.75	0.60
	>0.20	0.70	0.50

Nota:  $r$  = el diámetro promedio del grano del material sobre el talud (o de los bloques de concreto).  $h_{r\%}$  = la altura de la onda para una confiabilidad  $i\%$  de la velocidad del viento.

Cuadro 2.15 Coeficiente  $k_c$  en función de la velocidad del viento.

m		<0.4	0.4 - 2	3 - 5	>5
$k_c$	$V \geq 20$ m/s	1.3	1.4	1.5	1.6
	$V \leq 10$ m/s	1.1	1.1	1.1	1.2

Cuadro 2.16 Coeficiente  $k_i$  en función de la confiabilidad.

Confiabilidad de la velocidad del viento $i\%$	0.1	1	2	5	10	30	50
$k_i$	1.1	1.0	0.96	0.91	0.86	0.76	0.68

Las características  $\bar{\lambda}$  y  $h_{i\%}$  se calculan con las fórmulas 2.19 y 2.20, respectivamente. El deslizamiento  $h_d$  y la cota de la corona se calculan para dos casos:

1. El nivel del agua en el vaso es igual al NAMO: en este caso  $h_d$  se calcula para velocidad del viento con confiabilidad de 2% para cortinas de I y II clase, 3% para cortinas de III clase y 5% para cortinas de IV clase.
2. El nivel del agua en el vaso es igual al NAME; la velocidad del viento tiene una confiabilidad de 50% para todas las cortinas.

Si se construye un parapeto masivo que regrese las olas (fig. 2.35), la cota corona se calcula como sigue:

- 1) Para condiciones normales
  - el nivel del agua en la figura 2.30 es  $NA = NAMO$ ;
  - la altura de la ola  $h$  se calcula para una confiabilidad  $i$  del viento que corresponde a la clase de la cortina.

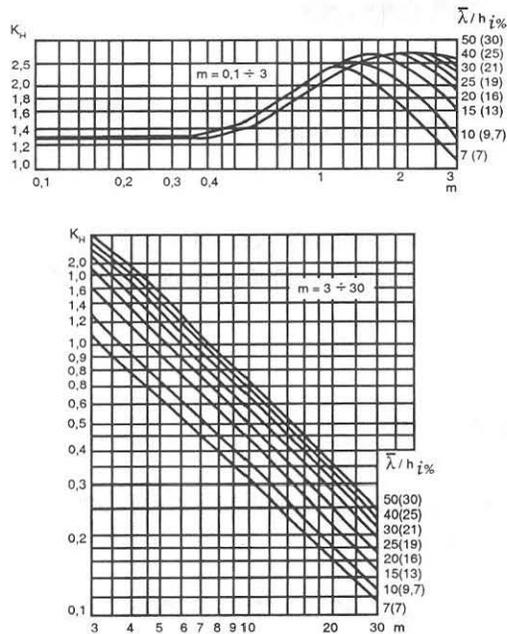


Figura 2.34 Gráficas para determinar el coeficiente  $k_H$ .

## 2) Para condiciones extraordinarias

- el nivel NA = NAME
- la altura de la ola  $h$  se calcula para la misma confiabilidad que en el caso del nivel del agua igual al NAMO.

Si la altura del parapeto masivo es entre 1 y 1.2 m la reserva constructiva  $a$  en la fórmula 2.20 puede ser igual a cero.

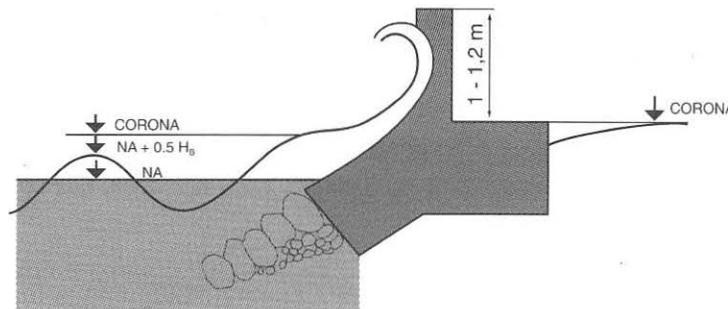


Figura 2.35 Esquema de determinación de cota corona con parapeto masivo.

Al final de los cálculos se comparan los valores de cota corona, obtenidos para condiciones normales y condiciones extraordinarias. Para el diseño se acepta el valor mayor.

### 2.4.3 Ejemplo de cálculo

Se muestra mediante un ejemplo la determinación de cota corona de una cortina de gravedad. Los datos iniciales son:

$$\begin{aligned} \text{NAMO} &= 1000.00 \text{ m}; v_{2\%} = 30 \text{ m/s}, D = 5000 \text{ m}, t = 8 \text{ h} \\ \text{NAME} &= 1005.00 \text{ m}; v_{50\%} = 15 \text{ m/s}, \\ H_{\text{agua}} &= 95 \text{ m} \end{aligned}$$

### Cálculo para el nivel del agua NAMO.

1) Se calculan los valores de:

$$\frac{gt}{v} = \frac{(9.81)(8)(60)(60)}{30} = 9417.6$$

$$\frac{gD}{v^2} = \frac{(9.81)(5000)}{(30)^2} = 54.5$$

$$\frac{gH_{\text{agua}}}{v^2} = \frac{(9.81)(95)}{(30)^2} = 1.0355$$

El valor de  $gD/v^2 = 54.5$  está más a la izquierda que el valor de  $gt/v = 9417.6$  (fig. 2.31).

2) Para  $gD/v^2 = 54.5$  y  $gH_{\text{agua}}/v^2 = 1.00355$  de la gráfica de la figura 2.31 se toman los valores de:

$$\frac{\bar{gh}}{2} = 0.014 \quad \text{y} \quad \frac{g\bar{\tau}}{v} = 1.35$$

3) Se calculan:

$$\bar{h} = 0.014 \frac{30^2}{9.81} = 1.284 \quad (\text{de fórmula 2.17})$$

$$\bar{\tau} = 1.35 \frac{30}{9.81} = 4.128 \quad (\text{de fórmula 2.18})$$

$$\bar{\lambda} = \frac{(9.81)(4.128)^2}{(2)(3.14)} = 26.61 \quad (\text{de fórmula 2.19})$$

4) Se calculan la altura y el periodo de la ola con una confiabilidad de 1%.

$$h_{B1\%} = 1.284 \cdot 2.42 = 3.107 \text{ m} \quad (\text{de fórmula 2.20})$$

$$\tau_{1\%} = 4.128 \cdot 1.61 = 6.646 \text{ s} \quad (\text{de fórmula 2.21})$$

Aceptamos:

$$\lambda = (1.2)(26.61) = 31.93 \text{ m} \quad (\text{de fórmula 2.22})$$

5) Se calcula  $\eta_{\text{máx}}$

$$\frac{\lambda}{H_{\text{agua}}} = \frac{31.93}{95} = 0.336$$

$$\frac{h_B}{\lambda} = \frac{3.107}{31.93} = 0.0973$$

Para estas características, de la de figura 2.32 se toma el valor de  $k\eta_{\text{máx}} = 1.21$

$$\eta_{\text{max}} = k_{\eta \text{ max}} \cdot h_B = (1.21)(3.107) = 3.76 \text{ m}$$

6) Se calcula la altura de levantamiento del nivel del agua.

$$\Delta h = 3 \cdot 10^{-6} \frac{(30)^2 (5000)}{(9.81)(95)} (1) = 0.016 \text{ m} < 0.15 \text{ m} \quad (\text{de fórmula 2.15})$$

y, por lo tanto, se acepta:  $\Delta h = 0.15 \text{ m}$

7) Reserva constructiva  $a = 0.80 \text{ m}$

8) Se calcula la altura del bordo libre

$$d = 0.15 + 3.76 + 0.80 = 4.71 \text{ m} \quad (\text{de fórmula 2.14})$$

$$\text{COTA CORONA} = \text{NAMO} + d = 1000 + 4.71 = 1004.71 \text{ m} \quad (\text{de fórmula 2.12})$$

**Cálculo para el nivel del agua NAME.**

$$H_{\text{agua}} = 100 \text{ m}; v_{50\%} = 15 \text{ m/s}; D = 5000 \text{ m}; t = 8 \text{ h}$$

$$1) \quad \frac{gt}{v} = \frac{(9.81)(8)(60)(60)}{15} = 18835.2$$

$$\frac{gD}{v^2} = \frac{(9.81)(5000)}{(15)^2} = 218.0$$

$$\frac{gH_{\text{agua}}}{v^2} = \frac{(9.81)(100)}{(15)^2} = 4.36$$

$$2) \quad \frac{gh}{2} = 0.026$$

$$\frac{g\tau}{v} = 2.0$$

$$3) \quad \bar{h} = 0.026 \frac{(15)^2}{9.81} = 0.596$$

$$\bar{\tau} = 2.0 \frac{15}{9.81} = 3.058$$

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{9.81}{2} \right) \left( \frac{(3.058)^2}{3.14} \right) = 14.60$$

$$4) \quad h_{B1\%} = (0.596)(2.42) = 1.442$$

$$\tau_{1\%} = (3.058)(1.61) = 4.923$$

Aceptamos  $\lambda = (1.2)(14.60) = 17.52 \text{ m}$

$$5) \quad \frac{\lambda}{H_{\text{agua}}} = \frac{17.52}{100} = 0.175$$

$$\frac{h_B}{\lambda} = \frac{1.442}{17.52} = 0.082$$

Para estas características, de la figura 2.32 se toma el valor de  $k_{\eta\text{máx}} \approx 1.20$

$$\eta_{\text{max}} = (1.20)(1.442) = 1.73$$

$$6) \quad \Delta h = 0.15 \text{ m}$$

$$7) \quad a = 0.80 \text{ m}$$

$$8) \quad d = 0.15 + 1.73 + 0.80 = 2.68 \text{ m}$$

$$\text{COTA CORONA} = \text{NAME} + d = 1005 + 2.68 = 1007.68 \text{ m} \quad (\text{de fórmula 2.13})$$

CONCLUSIÓN: Para el diseño se acepta COTA CORONA = 1007.68 m

NOTA: Esta altura del bordo libre ( $d = 2.68 \text{ m}$ ) es suficiente para acumular olas producidas por efecto sísmico sin desborde de la cortina hasta un temblor con intensidad de 9 grados según la escala de Mercalli (fórmula 2.25):

$$h_s = 0.40 + 0.76(9 - 6) = 2.68 \text{ m}$$

Si la cortina está ubicada en una zona con sismicidad mayor a 9 grados según la escala de Mercalli, se debe aumentar la altura del bordo libre si se considera posible la combinación de las acciones (NAME + temblor con alta magnitud).

## Referencias

CIRIA, Report 148 (1996), Engineering Guide to the Safety of Concrete and Masonry Dam Structures in the UK, London.

CNA e IMTA (1996). Anteproyecto de la Norma Oficial Mexicana NOM-010-CNA.96: Requisitos para la seguridad de presas en las etapas de diseño, construcción, operación y puesta fuera de servicio. Informe final presentado a la Comisión Nacional del Agua (CNA). Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

ICOLD (1987). Dam Safety Guidelines. Bulletin 59. International Commission of Large Dams, Paris, Francia.

Marsal R. J. Y Reséndiz D. (1975) Presas de Tierra y Enrocamiento. Editorial Limusa, México.

Novak, P., et al (1996), Hydraulic Structures, E & FN SPON, London.

Papazhev, I. et al, (1991) Handbook of Design of Hydraulic Structures, Technika, Sofia, in Bulgarian.

Patokov, I. et al, (1995) Hydraulic Structures (Concrete Dams), TECNICA, Sofia, in Bulgarian.

Sliskii, S. M., (1986) Hydraulic Design of High – Pressure Structures, Moscow, Energoatomizdat, in Russian.

SNIP (1986) 2.06.06-85 (Stroitelnie normi i pravila), Moscow, in Russian.

# 3.SISMICIDAD

Javier Avilés López

## 3.1 Causas de los sismos

Los fenómenos que pueden dar origen a los sismos son, entre otros: explosiones naturales y provocadas por el hombre, impactos de meteoritos, colapsos de cavernas, llenado de presas, actividad volcánica o movimientos tectónicos. Sin embargo, los temblores que tienen mayor interés en ingeniería son los de origen tectónico; esto se debe a la frecuencia con que ocurren, la energía que liberan y la extensión de la zona que afectan.

Existen dudas sobre los mecanismos que producen movimientos tectónicos. La teoría más aceptada sostiene que los temblores de este origen son causados por deslizamientos a lo largo de fallas geológicas.

No obstante, algunos sismólogos sostienen la teoría de que tales sismos se generan por los cambios de fase de las rocas. Los estudios que existen actualmente son insuficientes para confirmar plenamente cualquiera de las teorías; es concebible que los movimientos tectónicos sean causados por varios mecanismos.

## 3.2 Sismos de origen tectónico

La corteza terrestre está formada de varias placas con movimientos relativos entre ellas. La mayor parte de los temblores de origen tectónico se originan por desplazamientos relativos entre los bordes de las placas que forman las fallas geológicas; sin embargo, no se pueden excluir otros mecanismos que generan algunos sismos tectónicos.

La teoría de que los sismos ocurren cuando la fricción estática ha sido vencida en las fallas se ha confirmado ampliamente. Según la teoría sobre el rebote elástico, la corteza está sujeta a esfuerzos asociados con deformaciones cortantes; cuando se sobrepasa la resistencia estática en una falla, la corteza tiende a recuperar su configuración no deformada y este rebote da origen a un temblor. El fenómeno implica una caída de esfuerzos, ya que la resistencia estática por fricción excede a la que corresponde dinámicamente. Cuando la resistencia estática por fricción no excede a la que corresponde dinámicamente, en vez de un sismo se tendrá un movimiento paulatino del terreno. Debido a heterogeneidades en los esfuerzos y resistencias, el movimiento debe comenzar en un punto y propagarse a lo largo de la falla; esto tiene lugar a una velocidad comparable con la de las ondas de cortante.

### 3.3 Ondas sísmicas

En el foco o centro de un sismo se originan ondas de cuerpo. Cuando éstas alcanzan la superficie libre se generan ondas superficiales, las cuales viajan paralelamente a la superficie y cuya amplitud tiende a cero conforme aumenta la profundidad. Las ondas de cuerpo son de dos tipos: ondas P, también llamadas primarias, longitudinales o compresionales; y ondas S, también llamadas secundarias, transversales o de cortante. El movimiento de las partículas en las ondas P es paralelo a la dirección de propagación (fig. 3.1a), mientras que en las ondas S es perpendicular (fig. 3.1b).

Las ondas superficiales de mayor interés en ingeniería son las ondas de Rayleigh y las de Love. El movimiento de las partículas en las ondas de Rayleigh es elíptico retrógrada en planos perpendiculares a la superficie y paralelos a la dirección de propagación (fig. 3.1c). Las ondas de Love ocurren sólo en suelos estratificados; el movimiento de las partículas es paralelo a la superficie y perpendicular a la dirección de propagación (fig. 3.1d).

Las velocidades de las ondas P y S en suelos idealizados como medios elásticos, isotrópicos y homogéneos son, respectivamente:

$$\alpha = \sqrt{\frac{(1-\nu)E}{(1-\nu-2\nu^2)\rho}} \quad (3.1)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.2)$$

donde E = módulo de elasticidad, G = E/2(1+ν) módulo de cortante, ν = relación de Poisson y ρ = densidad del material. En todos los materiales se cumple que β < α. La velocidad de las ondas de Rayleigh C se obtiene de la ecuación:

$$\left(2 - \frac{C^2}{\beta^2}\right)^2 - 4\sqrt{1 - \frac{C^2}{\alpha^2}}\sqrt{1 - \frac{C^2}{\beta^2}} = 0 \quad (3.3)$$

Para cualquier material se tiene que C < β. La velocidad de las ondas de Love siempre depende de la frecuencia de excitación.

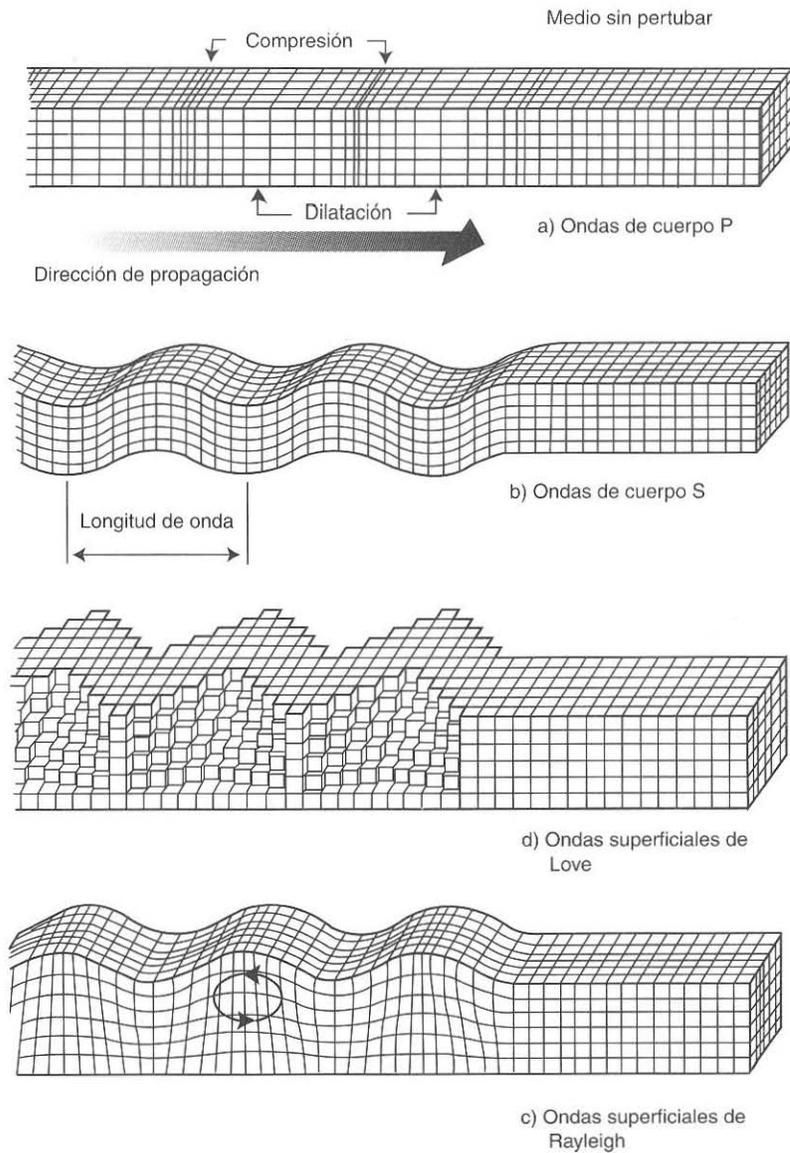


Figura 3.1 Movimiento del terreno cerca de la superficie libre ante ondas P, S, de Love y de Rayleigh

### 3.4 Acelerogramas

El diagrama de las aceleraciones del terreno en función del tiempo se llama acelerograma. Desde su origen, los trenes de onda son irregulares debido a complejidades en los mecanismos focales. A medida que las ondas atraviesan las formaciones geológicas se vuelven más irregulares, debido a las reflexiones y refracciones múltiples en las interfases entre materiales distintos. Como resultado se tiene que las aceleraciones del terreno (acelerogramas) son extremadamente irregulares en suelo firme (fig. 3.2). En formaciones de suelo blando, el filtrado de las ondas hace que los registros sísmicos se vuelvan sensiblemente armónicos, con amplificaciones significativas e incrementos en la duración debido a la resonancia típica en depósitos de suelo (fig. 3.2).

Los acelerogramas son la base para establecer las características de un temblor como son la amplitud, duración y contenido de frecuencias del movimiento del terreno. También son básicos para la obtención de espectros de respuesta, los cuales representan los valores máximos de aceleración, velocidad o desplazamiento de un oscilador amortiguado con periodo natural variable sometido a excitación sísmica.

### 3.5 Magnitud e Intensidad

El foco o centro de un temblor es el punto de la corteza terrestre donde se originan las ondas sísmicas, en tanto que el epifoco o epicentro es la proyección vertical de dicho punto sobre la superficie libre (fig. 3.3).

Cuando no se dispone de datos instrumentales, el epicentro suele localizarse en el punto de movimientos más intensos, basándose en los daños observados. Las distancias focal y epicentral son las distancias desde el foco y el epicentro, respectivamente, hasta un sitio de interés (fig. 3.3).

La magnitud de un sismo es una medida de la energía liberada en la fuente y, por consiguiente, es independiente del sitio. En cambio, la intensidad de un temblor es una medida de la destructividad local y, por tanto, depende del lugar de observación. Es por ello que a un sismo dado le corresponde solamente una magnitud, mientras que la intensidad varía de sitio a sitio.

La escala de magnitud comúnmente usada es la de Richter. Las magnitudes máximas registradas en la zona de mayor peligro sísmico del país han sido  $M = 8.2$ . La magnitud puede inferirse a partir de la porción de ondas superficiales o la de ondas de cuerpo de los registros sísmicos. Para fines prácticos, ambas medidas son parecidas. La relación entre energía liberada y magnitud para sismos superficiales está dada por

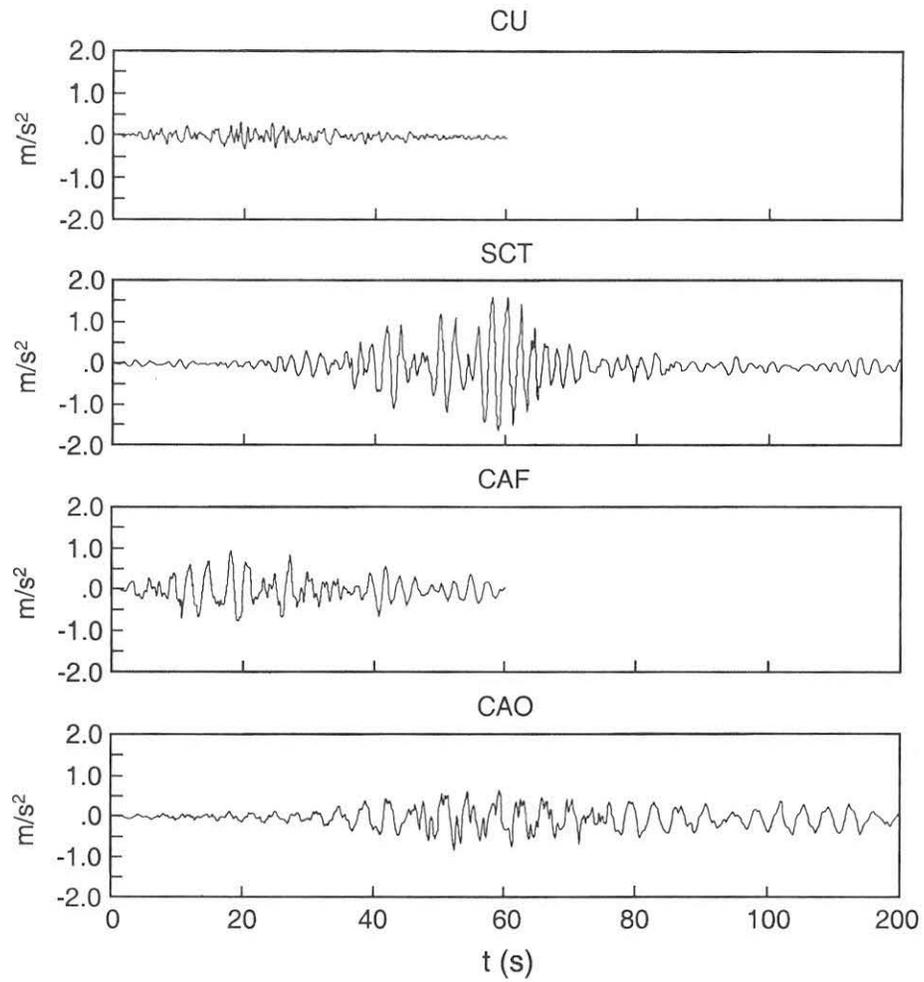


Figura 3.2 Acelerogramas del componente EO del temblor de Michoacán de 1985 registrados en la ciudad de México en el sitio CU de terreno firme y los sitios SCT, CAF y CAO de terreno blando.

$$\log E = 11.4 + 1.5M \quad (3.4)$$

donde  $E$  = energía liberada en ergios y  $M$  = magnitud. De acuerdo con esta escala logarítmica, un incremento en la magnitud de dos décimas equivale aproximadamente a duplicar la energía liberada. Esto significa que, por ejemplo, un temblor de magnitud  $M = 7.7$  es alrededor de dos veces mayor que uno de magnitud  $M = 7.5$ .

A pesar de que las escalas de intensidad son en general subjetivas, ellas constituyen un elemento importante de juicio para aquellos lugares donde se carece de instrumentación sísmica.

La escala de intensidad usualmente empleada es la de Mercalli modificada, la cual se presenta en el siguiente inciso.

Con objeto de relacionar los datos instrumentales con las intensidades sísmicas, también se han propuesto escalas instrumentales. Estas escalas pretenden evitar las amplias variaciones individuales al estimar la destructividad local de un temblor. Las escalas instrumentales más utilizadas son la de Housner y la de Arias. La primera define la intensidad como

$$I = \int_{0.1}^{2.5} V(T) dT \quad (3.5)$$

donde  $V(T)$  = espectro de pseudovelocity en pies por segundo, para una relación de amortiguamiento de 0.2 y promediado en dos direcciones horizontales ortogonales, y  $T$  = período natural de vibración en segundos. La segunda escala define la intensidad como

$$I = \frac{\pi}{2g_0} \int_0^D \ddot{X}_g^2(t) dt \quad (3.6)$$

donde  $\ddot{X}_g(t)$  = aceleración del terreno,  $t$  = tiempo,  $D$  = duración del sismo y  $g$  = aceleración de la gravedad. La utilidad de estas escalas es limitada, ya que las intensidades instrumentales pueden calcularse sólo cuando se tienen registros del movimiento del terreno.

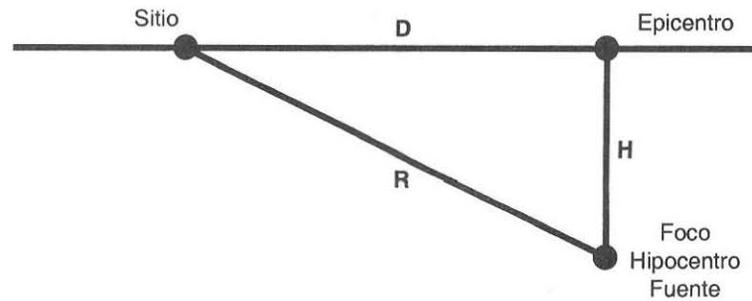


Figura 3.3 Relación geométrica entre fuente y sitio.

### 3.6 Escala de Mercalli Modificada

A continuación se describen los efectos sísmicos asociados a cada nivel de intensidad de la escala de Mercalli modificada (MM):

1. Movimiento sísmico imperceptible.
2. Percibido por personas en reposo, en los pisos superiores o colocadas favorablemente.
3. Percibido en interiores. Los objetos colgados oscilan. Vibración como si pasaran camiones ligeros. Duración estimada. Puede no ser reconocido como un sismo.
4. Los objetos colgados oscilan. Vibración como si pasaran camiones pesados, o sensación de una sacudida como si algo pesado golpeará las paredes. Los vehículos apagados oscilan. Las ventanas y puertas resuenan. Los vasos y platos tintinean. Las paredes y marcos de madera se agrietan.
5. Percibido en exteriores; dirección estimada. Quienes duermen despiertan. Los líquidos se agitan; algunos se derraman. Objetos pequeños inestables se desplazan o voltean. Las puertas oscilan, se abren y cierran. Las persianas y cuadros se mueven. Los relojes de péndulo se paran y arrancan, cambian su ritmo.

6. Percibido por todos. Muchos se asustan y corren a los exteriores. Las personas caminan tambaleándose. Las ventanas, platos y artículos de vidrio se rompen. Los libros y objetos decorativos se caen de los estantes. Los cuadros se desploman de las paredes. Los muebles se desplazan o voltean. Los acabados débiles y la mampostería D se agrietan. Las campanas pequeñas repican. Los árboles y arbustos se sacuden visiblemente.
7. Difícil mantenerse en pie. Percibido por conductores de vehículos. Los objetos colgados vibran. Los muebles se rompen. Daños a la mampostería D, incluyendo grietas. Las chimeneas débiles se rompen al nivel del techo. Caen revestimientos, ladrillos y tejas flojas, cornisas, parapetos no afianzados y ornamentos arquitectónicos. Aparecen algunas grietas en la mampostería C. Se forman olas en estanques; agua turbia con lodo. Pequeños deslizamientos y derrumbes en taludes de arena o grava. Las campanas grandes repican. Se dañan los canales de concreto para irrigación.
8. Conducción de los vehículos afectada. Se daña la mampostería C; colapso parcial. Algunos daños a la mampostería B; ninguno a la mampostería A. Caen revestimientos y algunos muros de mampostería. Torcimiento y caída de chimeneas, monumentos, torres y tanques elevados. Salen de sus cimientos las casas con estructura de madera si no están ancladas; los muros de relleno se desprenden. Los pilotes deteriorados se rompen. Las ramas de árboles se desprenden. Cambios en el flujo y temperatura de manantiales y pozos. Grietas en terreno húmedo y taludes inclinados.
9. Pánico general. Se destruye la mampostería D. La mampostería C se daña seriamente, algunas veces con colapso completo; la mampostería B sufre daño considerable. Daño general en los cimientos. Los marcos estructurales no anclados se salen de los cimientos. Los marcos crujen. Grietas visibles en el suelo. Expulsión de arena y lodo en áreas aluviales; se forman manantiales sísmicos y cráteres de arena.
10. La mayor parte de estructuras de mampostería y de marcos se destruyen, incluso sus cimientos. Algunas estructuras de madera bien construidas y puentes destruidos. Serios daños a presas, diques, terraplenes. Grandes derrumbes. Agua arrojada sobre las márgenes de los canales, ríos, lagos, etc. Arena y lodo desplazados horizontalmente en las playas y en terreno plano. Rieles doblados ligeramente.

11. Rieles muy doblados. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio.
12. Daño casi total. Grandes masas de roca desplazadas. Visuales y líneas de nivel deformadas. Objetos arrojados al aire.

Las mamposterías se clasifican en cuatro categorías.

- A. Buena mano de obra, mortero y diseño; reforzada, especialmente en dirección lateral, y diseñada para resistir fuerzas laterales.
- B. Buena mano de obra y mortero; reforzada, pero no diseñada en detalle para resistir fuerzas laterales.
- C. Mano de obra y mortero ordinarios; sin partes débiles en los extremos, como falta de unión en las esquinas, pero no reforzada ni diseñada contra fuerzas horizontales.
- D. Materiales débiles, como adobe; mala mano de obra, mortero pobre y resistencia baja ante fuerzas horizontales.

### 3.7 Efectos de sitio

Las ondas sísmicas sufren múltiples modificaciones a lo largo de su trayectoria. En particular, los efectos de las condiciones locales de topografía y geología resultan ser de especial importancia en las variaciones que experimenta el movimiento del terreno.

Los temblores de interés en ingeniería caen en un intervalo de frecuencias de aproximadamente 0.1 a 20 Hz, en tanto que las velocidades de ondas sísmicas cerca de la superficie libre varían alrededor de 0.1 a 3 km/s. Por consiguiente, las longitudes de onda correspondientes son de decenas de metros a decenas de kilómetros. Así, las irregularidades topográficas y geológicas de dimensiones comprendidas en este intervalo tendrán influencia considerable en las ondas sísmicas correspondientes.

Los efectos de las condiciones locales pueden afectar considerablemente el movimiento del terreno y con ello la respuesta sísmica de estructuras. Los también llamados efectos de sitio producen significativas amplificaciones e importantes variaciones espaciales del movimiento del terreno, incluyendo la modificación de su duración y contenido de frecuencias que tiene una influencia determinante en la respuesta

estructural. Estos efectos adquieren mayor relevancia en la evaluación del riesgo sísmico de grandes estructuras tales como presas, puentes y tuberías, así como en estudios de microzonificación sísmica.

### 3.7.1 Efectos de la topografía

En la parte superior de montañas, e incluso de pequeñas colinas, se presentan amplificaciones del movimiento sísmico para algunos intervalos de frecuencias, así como reducciones en su base. En las depresiones del terreno ocurren fenómenos opuestos. Durante temblores destructivos se ha observado que los mayores efectos tienden a concentrarse donde el relieve topográfico es muy escarpado.

Evidencias claras de amplificación dinámica se han podido observar en estudios de campo en los Montes Apalaches, usando minas explosivas como fuente sísmica a una distancia de alrededor 30 km. Se calcularon relaciones de amplitud entre la cima de la montaña y estaciones del valle. Los cocientes promedio mostraron que las ondas sísmicas en la cresta se amplifican por factores desde 1.7 hasta 3.4.

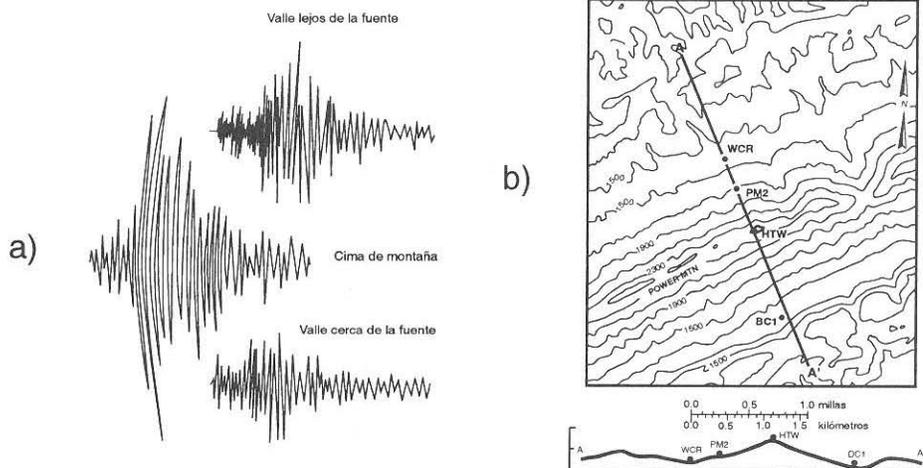


Figura 3.4 Sismogramas en tres estaciones en el área de la Montaña Powell (a) y localización de los instrumentos de registro (b).

En la fig. 3.4 se ilustran sismogramas (velocidades del terreno) registrados en el área de la Montaña Powell en tres estaciones: una cerca de la fuente, otra en la cima y una más lejos de la fuente. Como puede verse, aun los movimientos del terreno en las estaciones del valle son marcadamente diferentes.

### 3.7.2 Efectos de la geología

Las mayores amplificaciones dinámicas del movimiento del terreno suelen presentarse donde los contrastes de rigidez de los suelos son muy pronunciados. Esto ocurre generalmente cerca de la superficie libre, especialmente en áreas de depósitos sedimentarios o valles aluviales.

Las interfases entre estratos y las irregularidades laterales producen un fenómeno de difracción múltiple de ondas sísmicas, el cual genera interferencias constructivas y destructivas que, a su vez, originan amplificaciones y atenuaciones, respectivamente. Las condiciones locales del subsuelo que afectan la respuesta sísmica del sitio son numerosas. Para fines prácticos, sin embargo, esta complejidad se puede reducir si dicha respuesta se relaciona exclusivamente con dos parámetros que reflejan las características más relevantes de la formación de suelo, como son el periodo predominante y la velocidad efectiva del sitio.

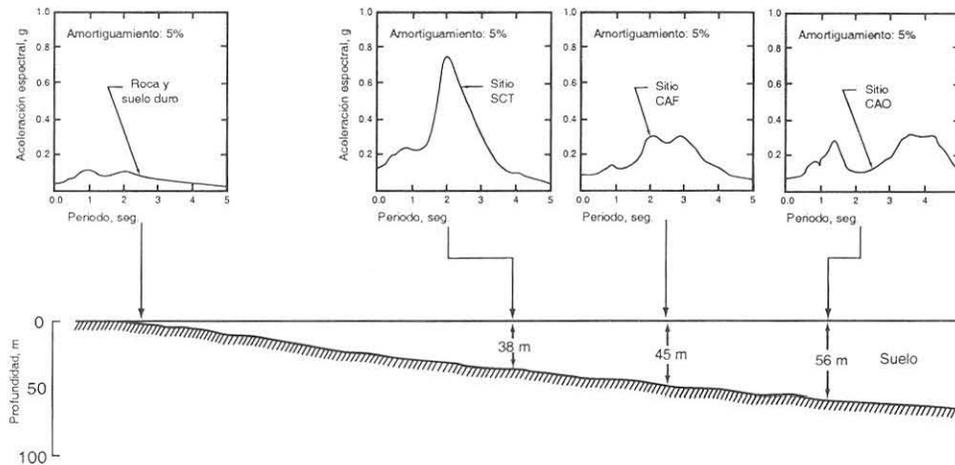


Figura 3.5 Condiciones del subsuelo en el valle de México y espectros de respuesta promedio para los movimientos horizontales del terreno registrados durante el temblor de Michoacán de 1985 en el sitio CU de terrenos firme y los sitios SCT, CAF y CAO de terreno blando.

En la fig. 3.5 se muestran los espectros de respuesta promedio para los movimientos horizontales del terreno registrados en diferentes sitios del valle de México durante el temblor en Michoacán, el 19 de septiembre de 1985. Puede observarse que la profundidad de la roca basal influye sensiblemente en la respuesta espectral. En particular, el periodo resonante se incrementa con dicha profundidad, así como con la flexibilidad del suelo; además, puede ser afectado por los efectos relacionados con la no linealidad de las propiedades dinámicas del suelo.

Cuadro 3.1 Características de los perfiles de suelo en varios sitios del valle de México.

Sitio	Profundidad (m)	Velocidad efectiva (m/s)	Periodo dominante (s)
SCT	38	76	2.0
CAF	45	72	2.5
CAO	56	66	3.4

Alternativamente, la forma de los espectros de respuesta en la superficie libre puede inferirse empleando la función de transferencia del sitio y el movimiento en terreno firme como excitación sísmica. Dicha función se determina con el modelo unidimensional de propagación de ondas, según el cual los parámetros del sitio se relacionan mediante

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} \quad (3.7)$$

donde  $T_s$  = periodo dominante del sitio,  $H_s$  = profundidad de la roca basal y  $\beta_s$  = velocidad efectiva del sitio. Cuando la estratificación es prácticamente horizontal, la velocidad efectiva del sitio puede aproximarse mediante el promedio de las lentitudes del perfil estratigráfico, como

$$\beta_s = \frac{H_s}{\sum_m \frac{h_m}{\beta_m}} \quad (3.8)$$

donde  $h_m$  = espesor y  $\beta_m$  = velocidad de ondas de cortante del  $m$ -ésimo estrato de la formación de suelo; la sumatoria se extiende sobre todos los estratos. Para calcular el periodo dominante en cada sitio de observación seleccionado, los perfiles de suelo de tales sitios se reemplazaron por estratos simples cuyas propiedades se presentan en el cuadro 3.1.

### 3.8 Provincias sismogénicas

Los grandes temblores en México (magnitud  $M \geq 7.0$ ) tienen origen a lo largo de las costas del Pacífico, aproximadamente desde Puerto Vallarta hasta Tehuantepec, debido a la subducción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera, bajo la placa de Norteamérica.

También han ocurrido grandes temblores a profundidades intermedias, bajo el continente, originados por la ruptura de la placa oceánica subducida y su caída al interior del manto, así como en el interior de la corteza. En una pequeña porción al noreste del país, conocida como valle Mexicali-Imperial, los grandes temblores se relacionan con el movimiento relativo de fallas transcurrentes.

En forma general, se define como provincia sismogénica a una región tectónica caracterizada por un mecanismo específico de generación de temblores. En la fig. 3.6 se ilustran esquemáticamente las provincias sismogénicas más importantes del territorio nacional, así como sus respectivas estructuras tectónicas.

#### 3.8.1 Temblores de subducción

Los catálogos de los grandes temblores han permitido estimar periodos de recurrencia para algunos segmentos de la zona de subducción. Estos varían entre 20 y 75 años. Se ha reconocido que el proceso de ocurrencia está constituido por periodos de acumulación de energía que culminan con la generación de un temblor cuando se sobrepasa la resistencia de las rocas. El concepto de brecha sísmica surge para designar a un segmento de la zona de subducción donde no se ha producido un temblor de importancia en un lapso relativamente grande. Es aceptable asignar altas probabilidades a la ocurrencia de un temblor en un lapso relativamente breve en las brechas sísmicas. Con base en estas consideraciones se han identificado diferentes brechas sísmicas en México, las cuales, de acuerdo con la fig. 3.7, coinciden con la ocurrencia de los grandes temblores recientes (Colima, 1973 y 1995; Oaxaca, 1978; Petatlán, 1979 y 1985; Playa Azul, 1981; Ometepec, 1982 y 1995; Michoacán, 1985 y 1997).

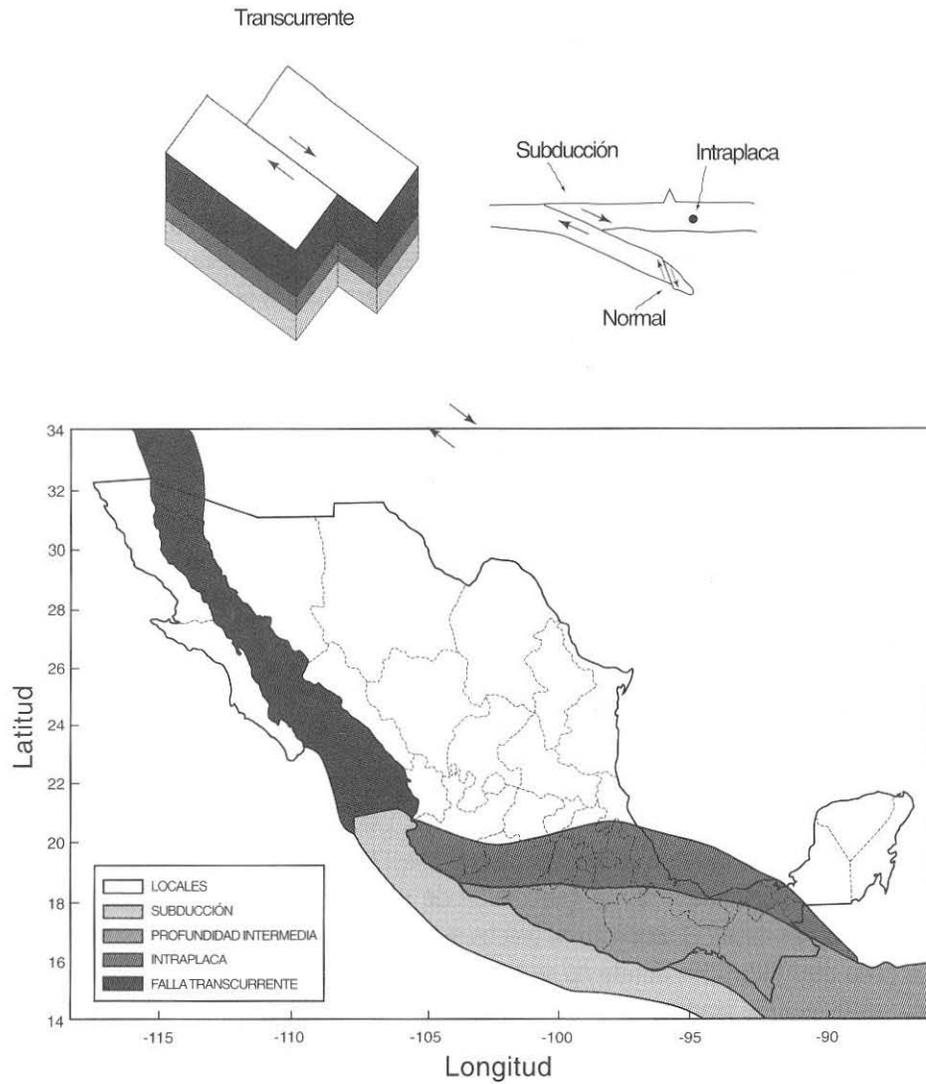


Figura 3.6 Provincias sismogénicas de México y sus estructuras tectónicas.

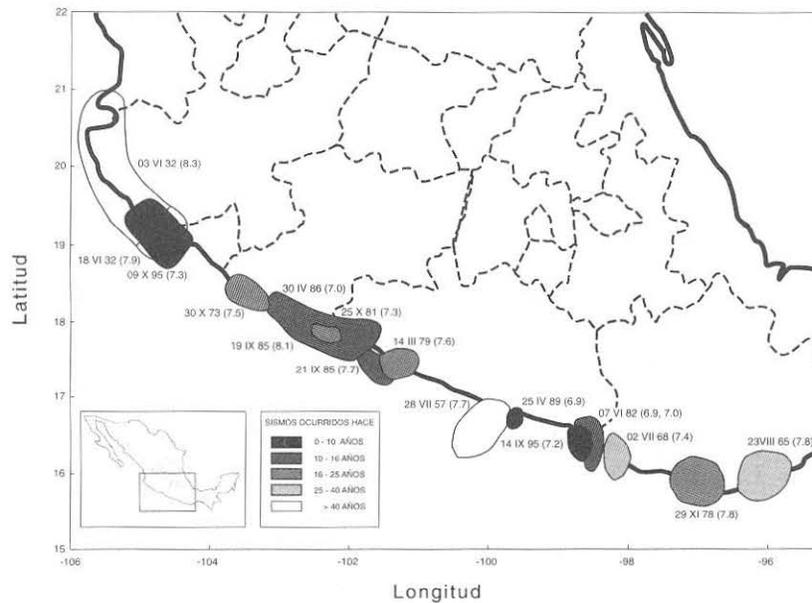


Figura 3.7 Brechas sísmicas de la zona de subducción.

En la brecha de Michoacán se generaron los recientes sismos del 25 de octubre de 1981 ( $M=7.3$ ), 19 de septiembre de 1985 ( $M=8.1$ ), 30 de abril de 1986 ( $M=7.0$ ) y 11 de enero de 1997 ( $M=7.3$ ). En particular, esta región produce pocos sismos pequeños y puede dar lugar a sismos grandes, como el que se observó en 1985.

Al igual que la brecha de Jalisco, esta brecha puede adquirir el potencial sísmico más elevado de la zona de subducción mexicana y los tiempos de recurrencia más largos; alrededor de sesenta años. Debido a los grandes daños que ocasionó el temblor de 1985 en la ciudad de México, se sugirió que la irradiación de este sismo pudo ser anómalamente energética, al menos para los periodos cercanos a los dominantes (más largos) del terreno. Esto fue confirmado mediante el análisis de las aceleraciones registradas durante ese sismo en varios sitios de terreno firme en los alrededores de la ciudad. A partir de registros de datos telesísmicos de banda ancha, se ha mostrado que el origen de esta anomalía proviene de la fuente del terremoto, que tiene un periodo característico de 2.5 segundos.

En la brecha de Petatlán se originó el sismo que produjo el colapso de la Universidad Iberoamericana de la ciudad de México en 1979. Se trata de un sismo con  $M = 7.6$ . También en esta región tuvo origen la réplica del gran terremoto de Michoacán de

1985, con  $M = 7.7$ . Ambos temblores produjeron intensidades sísmicas similares en el valle de México. Por otra parte, el catálogo de sismos históricos indica que la brecha de Ometepec tiene los periodos de recurrencia más cortos de la costa mexicana del Pacífico, de veinte a treinta años. En 1937 y 1950 ocurrieron grandes terremotos con  $M > 7.8$ . Desde entonces se han producido dos temblores intensos. Uno de ellos con  $M = 7.4$ , ocurrido el 2 de agosto de 1968, y el otro ocurrido el 14 de septiembre de 1995, con  $M=7.3$ . En particular, el 7 de junio de 1982 se generaron dos temblores con  $M = 6.9$  y  $7.0$  en un lapso de seis horas, conocidos como el “doblete de Ometepec”.

Existe consenso general en la comunidad científica de que, actualmente, la región con mayor potencial sísmico en el país es, precisamente, el área cubierta por las brechas de Guerrero y San Marcos.

En esta región ocurrieron grandes temblores en 1845 ( $M \approx 8.2$ ), 1899 ( $M = 7.9$ ), 1907 ( $M = 7.7$ ), 1908 ( $M = 7.6$  y  $7.0$ ), 1909 ( $M = 6.9$ ) y 1911 ( $M = 7.6$ ). El primero de éstos, conocido como el “temblor de Santa Teresa” a causa de la iglesia derrumbada, fue uno de los sismos más intensos para la ciudad de México durante el siglo pasado. La intensa actividad sísmica de principios de siglo cesó por 46 años. En la madrugada del 28 de julio de 1957 se generó otro gran temblor. Se contaron numerosos daños materiales y, lamentablemente, la pérdida de decenas de vidas humanas. Hasta entonces, este evento conocido como el “temblor del ángel” había sido el más intenso y destructivo para las obras civiles de la ciudad de México. Los sismos intensos más recientes generados en esta región tuvieron lugar el 11 de mayo de 1962 ( $M = 7.2$ ) y el 25 de abril de 1989 ( $M = 6.9$ ). Este último es un temblor moderado, pero ha sido el más intenso para las estructuras de la ciudad de México, desde los sismos de 1985. Se originó en la zona de subducción con mayor potencial y se observó instrumentalmente a centenas de kilómetros.

En resumen, en la zona noreste de esta región, desde cerca de Petatlán hasta Acapulco, no se han producido grandes temblores en los últimos ochenta años, mientras que la porción sureste, desde Acapulco hasta cerca de Ometepec, no ha dado lugar a grandes temblores después del terremoto de 1957.

Por otro lado, se han obtenido relaciones empíricas entre el momento sísmico (medida de la energía liberada en la fuente) y el periodo de recurrencia. Para un periodo de ochenta años se encontró que la energía acumulada en las brechas de Guerrero y San Marcos sería suficiente para generar de uno a dos temblores con  $M = 8.0$ , o bien, de dos a cuatro con  $M = 7.8$ . Asimismo, relaciones empíricas entre el área de ruptura y la magnitud indican que esta brecha podría generar un temblor con  $M = 8.3$ .

### ***3.8.2 Temblores de fallamiento normal o profundidad intermedia***

Con menor frecuencia ocurren grandes temblores bajo el continente a profundidades mayores de 50 km, por lo que son conocidos como sismos de profundidad intermedia. Estos temblores se producen por un mecanismo de fallamiento normal de la litósfera oceánica subducida en su descenso hacia el manto terrestre.

El 19 de junio de 1858, un terremoto de magnitud  $M \approx 7.7$  se sintió fuertemente en la ciudad de México, Michoacán, Puebla, Guerrero, Morelos, Jalisco, San Luis Potosí, Querétaro, Veracruz, Colima, Tlaxcala y Estado de México. Al parecer, se trata de un temblor de fallamiento normal que causó graves daños, tanto en la ciudad de México como en otras poblaciones importantes del centro del país. En este siglo, los eventos más destructivos que se han originado por este mecanismo son los sismos de Oaxaca, con  $M = 7.8$ , el 15 de enero de 1931, de Orizaba con  $M = 7.3$ , el 28 de agosto de 1973, y de Huajuapán de León, con  $M = 7.0$ , el 24 de octubre de 1980. En particular, se ha encontrado que la condición más desfavorable para la ciudad de México se tiene ante un sismo con  $M = 6.5$ , originado a 80 km de profundidad bajo el valle (Rosenblueth et al, 1989).

### ***3.8.3 Temblores de intraplaca o locales***

También se generan temblores en el interior de la placa continental. Estos pueden ser pequeños, llamados de origen local, o moderados e intensos, llamados de intraplaca.

Los temblores locales siguen un proceso de ruptura carente de memoria, conocido como proceso no Poissoniano. Ello significa que su ocurrencia es independiente de la historia sísmica de la localidad, aunque se ha identificado que las actividades humanas, como el llenado de presas y la sobrexplotación de agua subterránea, pueden inducir el inicio de una ruptura.

De hecho, se ha asociado el llenado de presas con la ocurrencia de temblores altamente destructivos, que pueden ser de magnitud  $M > 5$ . Sus efectos devastadores son poco frecuentes, pero muy significativos para distancias focales pequeñas.

Los temblores de intraplaca se relacionan con la ruptura a lo largo de fallas de varios kilómetros. Existe un alineamiento descrito por tres terremotos de la misma magnitud ( $M = 7.8$ ) que dejaron huellas en la superficie del terreno, tanto de destrucción de poblaciones como de rupturas visibles de importantes tramos de terreno. El primero ocurrió el 11 de febrero de 1875; fue un temblor devastador en Jalisco, especialmente en Zapopan. El segundo ocurrió el 19 de noviembre de 1912, destruyendo las

poblaciones de Acambay y Tixmadejé. El tercero ocurrió el 3 de enero de 1920 a lo largo de un tramo de la falla Oxochoacán, destruyendo varias poblaciones en Veracruz y Puebla. Las primeras letras de los epicentros de estos tres eventos sirvieron para dar el nombre de falla Zacamboxo a este alineamiento en el sistema de fallas que corre a lo largo del eje transmexicano (neovolcánico). Se han estimado periodos de recurrencia mayores a mil años para algunas porciones de este sistema de fallas corticales. Sin embargo, desde 1912, la falla Zacamboxo ya ha producido cinco temblores intensos ( $M \geq 7.5$ ). En otras partes del mundo se ha observado que regiones sísmogénicas similares han dado lugar a grandes temblores en tiempos menores a los esperados.

En particular, el mayor peligro que es razonable esperar para la ciudad de México corresponde a un sismo con  $M = 7.0$  originado en la terminación oriental del graben de Acambay (Rosenblueth et al, 1989).

### ***3.8.4 Temblores de fallamiento transcurrente***

El valle Mexicali-Imperial, del delta del río Colorado, es otra región de alta sismicidad debido a una serie de fallas regionales originadas por el movimiento relativo entre las placas del Pacífico y Norteamericana. El sistema se conoce como fallas del Golfo de California-San Andrés.

El 19 de mayo de 1940, la falla Imperial de 65 km de longitud produjo el temblor que ha resultado ser el más célebre en la ingeniería sísmica. Fue un sismo con  $M = 7.0$  originado a 12 km de Mexicali, BC, y El Centro, California. En esta ciudad se registraron instrumentalmente las aceleraciones del movimiento del terreno. El registro sísmico despertó numerosos estudios con diferentes propósitos. Varias reglas y recomendaciones prácticas para el diseño sísmico surgieron de investigaciones basadas en el examen del registro del temblor de El Centro. Se trata de un registro particularmente importante para nuestro medio, porque se obtuvo en un depósito aluvial con propiedades dinámicas muy similares a las que se tienen en Mexicali. Después de 1940, la falla Imperial produjo otro gran temblor ( $M = 6.5$ ) el 15 de octubre de 1979.

Otra falla de alto peligro es la Cerro Prieto, que se extiende desde el volcán Cerro Prieto hasta el golfo de California. En esta falla, de 130 km de longitud, se han originado tres grandes temblores en este siglo: los días 30 y 31 de diciembre de 1934, con  $M = 6.4$  y  $7.1$ , respectivamente; y el 7 de agosto de 1966, con  $M = 6.3$ . Las magnitudes máximas que se han estimado para temblores a lo largo de las fallas Imperial y Cerro Prieto son  $M = 7.0$  y  $7.4$ , respectivamente (Reyes y López, 1985). El catálogo de los temblores ocurridos en el valle Mexicali-Imperial indica que estas magnitudes son esperadas para cien años de periodo de retorno.

### 3.9 Selección de parámetros sísmicos de diseño

Para evaluar la seguridad sísmica de las estructuras suelen utilizarse los parámetros del movimiento del terreno, tales como son la aceleración, velocidad y desplazamiento máximos esperados, o bien directamente las ordenadas espectrales esperadas.

Se han obtenido expresiones empíricas que relacionan estos parámetros con la magnitud y distancia focal, usando bases de datos de diferentes fuentes sísmicas. Estas relaciones se conocen como leyes de atenuación. Como la correlación de los parámetros del movimiento del terreno con el daño estructural es relativamente baja, se han buscado esquemas más completos para estimar la respuesta estructural máxima, eligiendo el espectro de respuesta elástica para diferentes niveles de amortiguamiento estructural.

En efecto, la forma más completa de caracterizar el temblor de diseño es mediante el espectro de respuesta estructural, que es una descripción de las fuerzas de inercia máximas sobre un conjunto de estructuras con diferentes periodos naturales de vibración. Para fines de diseño se prefieren formas suavizadas de los espectros de respuesta, las cuales pueden obtenerse a partir de los parámetros del movimiento del terreno y reglas simples que toman en cuenta la amplificación dinámica que sufre la estructura.

#### 3.9.1 Leyes de atenuación

Es necesario contar con expresiones que proporcionen, para un sitio dado, valores esperados de la aceleración máxima del terreno en términos de las características de la fuente y la distancia focal. Estas relaciones se han derivado para los temblores, tanto superficiales como profundos, que ocurren en las provincias sismogénicas más importantes del territorio nacional.

Para modelar la atenuación de las ondas sísmicas producidas por temblores superficiales, se utiliza la relación

$$\log A_g = 1.76 + 0.3 M - \log R - 0.0031R \quad (3.9)$$

donde  $A_g$  = aceleración máxima del terreno en  $\text{cm/s}^2$ ,  $M$  = magnitud y  $R$  = distancia focal en km. Esta expresión es válida para la condición de suelo firme y fuera del área epicentral, para distancias focales mayores que, digamos, 20 kilómetros.

Se ha utilizado para modelar la atenuación de temblores profundos un modelo de fuente conocido como omega cuadrada (Rosenblueth et al., 1989), el cual se considera adecuado para todo el rango de magnitudes y distancias focales de interés.

### 3.9.2 Mapas de peligro sísmico

El peligro sísmico se expresa en términos de relaciones entre intensidades sísmicas y periodos de recurrencia (tasas de excedencia de intensidades sísmicas). Usualmente se eligen como medidas de intensidad los parámetros del movimiento del terreno, o bien las ordenadas espectrales. Los mapas que se han desarrollado sobre la distribución del peligro sísmico en la república mexicana han sido modificados a lo largo del tiempo, a fin de incorporar los avances en atenuación de las ondas sísmicas, regionalización tectónica, catálogos sísmicos y estimación de sismicidad local.

La última versión es la que sirvió para definir la regionalización sísmica de México, que se muestra en la fig. 3.8, así como los espectros de diseño para estructuras de edificios especificados en el Manual de diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS, 1993).

Las zonas sísmicas de A a D reflejan, de menor a mayor, los niveles de aceleración máxima del terreno esperados en suelo firme. Las fronteras entre zonas coinciden, en general, con curvas de igual aceleración máxima del terreno para un periodo de recurrencia de cien años.

En presas es usual considerar el peligro sísmico asociado a dos periodos de retorno. Debido a la gran sismicidad y a la ocurrencia frecuente de grandes temblores en la costa mexicana del Pacífico, los periodos de retorno recomendables son de cien años para el temblor de diseño (acción de servicio) y de doscientos años para el temblor de falla (acción última).

Para la condición de suelo firme, la fig. 3.9 muestra contornos de aceleración máxima del terreno para un periodo de retorno de 100 años, mientras que las figs. 3.10 - 3.14 presentan contornos de ordenadas espectrales (seudoaceleración estructural) normalizadas con la aceleración máxima del terreno, para varios periodos de vibración y 5% de amortiguamiento estructural.

En la fig. 3.15 se muestran contornos del cociente de aceleraciones máximas del terreno para doscientos y cien años de periodo de retorno. En vista de que los mapas de ordenadas espectrales normalizadas no dependen fuertemente del periodo de recurrencia, éstos pueden utilizarse junto con la fig. 3.15 para obtener las pseudoaceleraciones estructurales ( $S_a$ ) correspondientes a un periodo de retorno de doscientos años.

Con objeto de ilustrar la aplicación de los mapas de peligro sísmico, considérese el sitio de Manzanillo, Colima. En el cuadro 3.2 se indican los cálculos necesarios para evaluar las intensidades sísmicas esperadas para los periodos de recurrencia de cien y doscientos años.

Cuadro 3.2 Intensidades sísmicas para cien y doscientos años de periodo de recurrencia.

Periodo de retorno = 100 años $A_g = 400 \text{ cm/s}^2$ (Fig. 3.9)			Periodo de retorno = 200 años $A_g = 1.4 \times 400 = 560 \text{ cm/s}^2$ (Fig. 3.15)		
$T$ (s)	$S_a/A_g$	$S_a$ ( $\text{cm/s}^2$ )	$T$ (s)	$S_a/A_g$	$S_a$ ( $\text{cm/s}^2$ )
0.15	2.4 (Fig. 3.10)	960	0.15	2.4 (Fig. 3.10)	1344
0.30	2.0 (Fig. 3.11)	800	0.30	2.0 (Fig. 3.11)	1120
0.50	1.2 (Fig. 3.12)	480	0.50	1.2 (Fig. 3.12)	672
1.0	0.8 (Fig. 3.13)	320	1.0	0.8 (Fig. 3.13)	448
2.0	0.4 (Fig. 3.14)	160	2.0	0.4 (Fig. 3.14)	224



Figura 3.8 Regionalización sísmica de la república mexicana.



Figura 3.9 Contornos de aceleración máxima del terreno ( $\text{cm/s}^2$ ) para cien años de periodo de recurrencia.

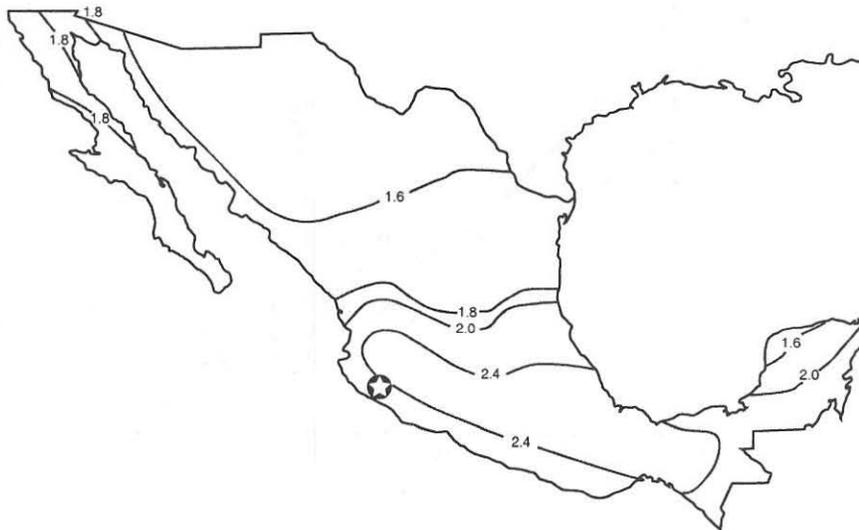


Figura 3.10 Contornos de pseudoaceleración estructural normalizada con la aceleración máxima del terreno para un periodo de vibración de 0.15 segundos.



Figura 3.11 Contornos de pseudoaceleración estructural normalizada con la aceleración máxima del terreno para un periodo de vibración de 0.3 segundos.

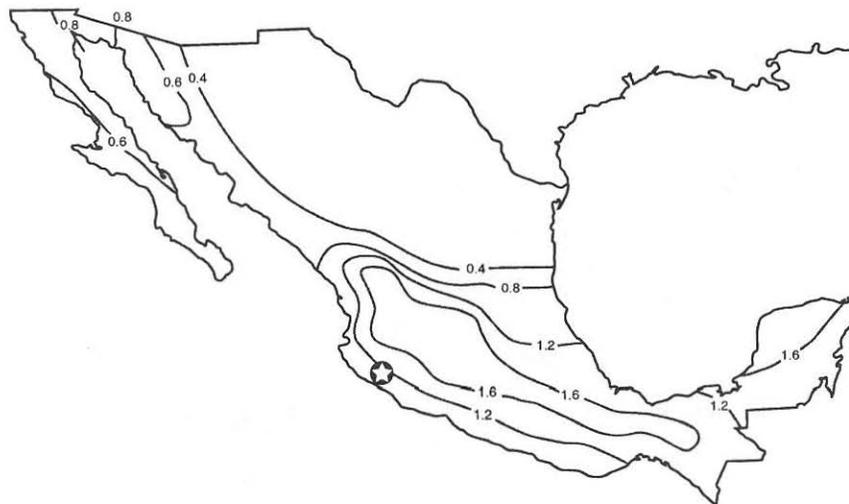


Figura 3.12 Contornos de pseudoaceleración estructural normalizada con la aceleración máxima del terreno para un periodo de vibración de 0.5 segundos.

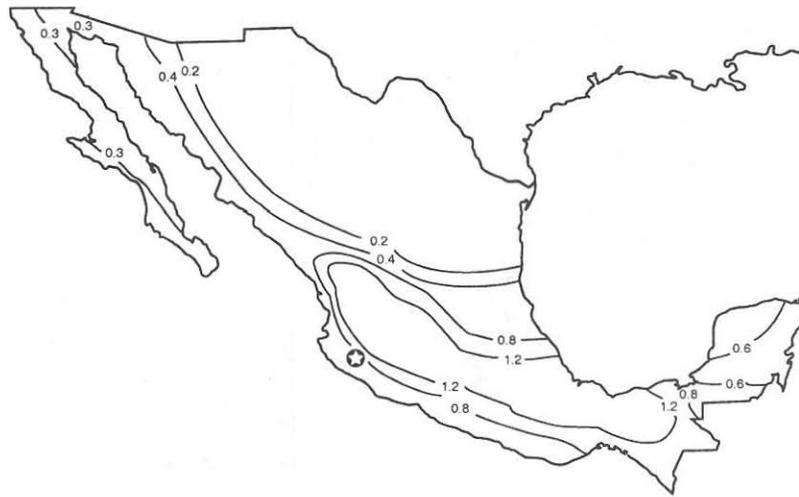


Figura 3.13 Contornos de pseudoaceleración estructural normalizada con la aceleración máxima del terreno para un periodo de vibración de 1.0 segundos.

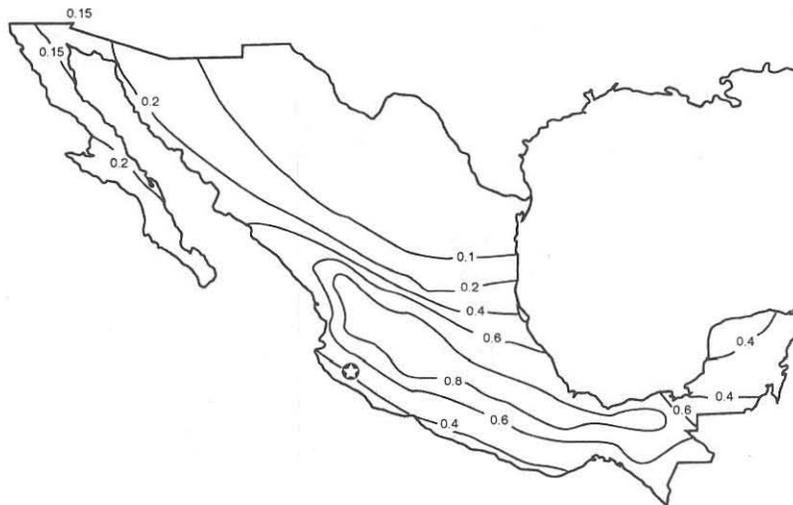


Figura 3.14 Contornos de pseudoaceleración estructural normalizada con la aceleración máxima del terreno para un periodo de vibración de 2.0 segundos.

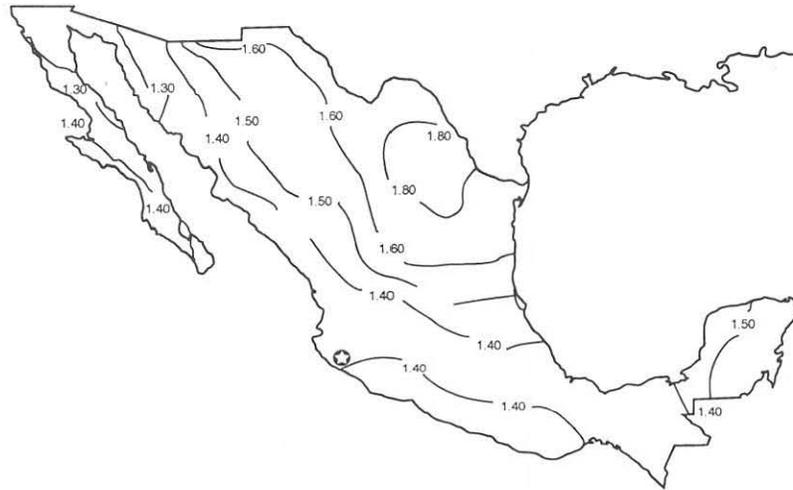


Figura 3.15 Contornos del cociente de aceleraciones máximas del terreno para doscientos y cien años de periodo de recurrencia.

### 3.9.3 Espectros de respuesta

El espectro de respuesta es la base para la determinación de las fuerzas de inercia máximas que produciría un temblor en una estructura que posee frecuencias y modos naturales de vibración debido a sus características de masa y rigidez, como es el caso de presas. En efecto, el espectro de respuesta mide la variación de la respuesta máxima (aceleración, velocidad o desplazamiento) de un sistema simple de un grado de libertad con amortiguamiento fijo y periodo natural variable, sometido a excitación sísmica en su base.

En vista de las incertidumbres inherentes a la excitación y de las pronunciadas fluctuaciones de la respuesta espectral, para el análisis dinámico de estructuras es preferible especificar un espectro de diseño, el cual representa la envolvente suavizada de espectros de respuesta de temblores característicos del sitio de interés.

Para estructuras de múltiples grados de libertad que se comportan esencialmente como sistemas de un grado de libertad, la aplicación de los espectros de respuesta es directa. Cada modo natural de vibración de la estructura se idealiza como un sistema de un grado de libertad, de suerte que los espectros de respuesta suministran las respuestas modales máximas.

Aplicando ciertas reglas para combinar estas respuestas modales, es posible estimar la máxima respuesta estructural global. Con algunas modificaciones, esta forma de proceder se puede utilizar para evaluar, aunque sea gruesamente, la respuesta sísmica de estructuras con comportamiento no lineal.

Si se conocen la aceleración máxima del terreno, así como el periodo dominante y la velocidad efectiva del sitio, es posible estimar las ordenadas espectrales esperadas como función del periodo natural y la relación de amortiguamiento estructural. En lo que sigue se presenta un procedimiento empírico para la construcción de espectros de diseño.

Los espectros de sitio para diseño sísmico se especifican en términos del peligro sísmico del lugar y las características del subsuelo. En la fig. 3.16 se muestra la forma general del espectro de diseño normalizado con respecto a la aceleración máxima del terreno en el sitio. Para 5% de amortiguamiento estructural, dicho espectro se define mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{S_a}{A_b} = \left(1 + 1.5 \frac{T}{T_a}\right) \left(1 + (F_a - 1) \frac{T}{T_a}\right), \quad \text{si } T < T_a \quad (3.10)$$

$$\frac{S_a}{A_b} = 2.5 F_a, \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (3.11)$$

$$\frac{S_a}{A_b} = 2.5 \left(\frac{T_b}{T}\right)^r F_a, \quad \text{si } T > T_b \quad (3.12)$$

donde  $S_a$  = pseudoaceleración estructural,  $A_b$  = aceleración máxima del terreno en el sitio,  $T$  = periodo natural de vibración,  $T_a$  y  $T_b$  = límites inferior y superior de la meseta espectral, respectivamente;  $F_a$  = factor de amortiguamiento y  $r = 0.5, 2/3$  y  $1$  para terreno firme, intermedio y blando, respectivamente.

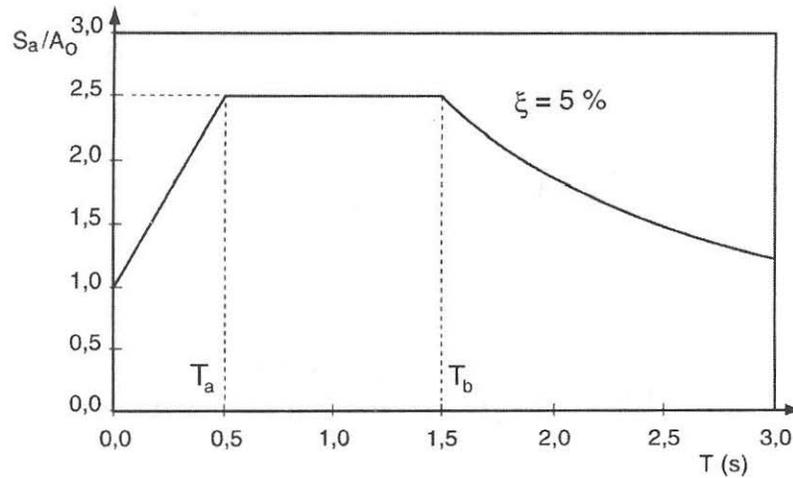


Figura 3.16 Espectro de diseño normalizado para 5% de amortiguamiento estructural.

Para cada una de las zonas sísmicas del país, fig. 3.8, los límites inferior y superior de la meseta espectral se definen en función del tipo de terreno, como se indica a continuación.

Terreno firme

$$\text{Zonas sísmicas A y B: } \begin{cases} T_a = 0.2s \\ T_b = 0.6s \end{cases} \quad (3.13)$$

$$\text{Zonas sísmicas C y D: } \begin{cases} T_a = 0 \\ T_b = 0.6s \end{cases} \quad (3.14)$$

Terreno intermedio

$$\text{Zonas sísmicas A y B: } \begin{cases} T_a = 0.64T_s \\ T_b = 1.2T_s; \quad 0.6 < T_b < 1.5s \end{cases} \quad (3.15)$$

$$\text{Zona sísmica C: } \begin{cases} T_a = 0 \\ T_b = 1.2T_s; \quad 0.6 < T_b < 1.4 \text{ s} \end{cases} \quad (3.16)$$

$$\text{Zona sísmica D: } \begin{cases} T_a = 0 \\ T_b = 1.2T_s; \quad 0.6 < T_b < 1.2 \text{ s} \end{cases} \quad (3.17)$$

Terreno blando

$$\text{Zonas sísmicas A y B: } \begin{cases} T_a = 0.35T_s \\ T_b = 1.2T_s; \quad 0.8 < T_b < 2.9 \text{ s} \end{cases} \quad (3.18)$$

$$\text{Zona sísmica C: } \begin{cases} T_a = 0 \\ T_b = 1.2T_s; \quad 0.8 < T_b < 1.9 \text{ s} \end{cases} \quad (3.19)$$

$$\text{Zona sísmica D: } \begin{cases} T_a = 0 \\ T_b = 1.2T_s; \quad 0.8 < T_b < 1.7 \text{ s} \end{cases} \quad (3.20)$$

donde  $T_s$  = periodo dominante del sitio (ec. 3.7). Con estos valores se pretende cubrir la gran mayoría de condiciones del subsuelo que se encuentran en la práctica. Sin embargo, sitios de topografía muy irregular pueden no ser adecuadamente cubiertos con las formas espectrales especificadas.

Con el factor de amortiguamiento se escala el espectro base para 5% de amortiguamiento, a fin de determinar espectros de diseño para otros valores de amortiguamiento; dicho factor está dado por

$$F_a = \left( \frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4}; \quad T \geq T_a \quad (3.21)$$

donde  $\xi$  = fracción de amortiguamiento crítico y  $k = 0.4, 0.5$  y  $0.6$  para terreno firme, intermedio y blando, respectivamente.

El espectro de diseño queda definido al establecer la aceleración máxima del terreno en el sitio, la cual se determina siguiendo los pasos que se describen a continuación.

- 1) Localizar el sitio de interés sobre el mapa de la regionalización sísmica de la república mexicana (fig. 3.8).
- 2) Clasificar el subsuelo de acuerdo con los siguientes criterios, en función del periodo dominante (ec. 3.7) y la velocidad efectiva (ec. 3.8) del sitio.

Terreno firme: Formación de suelo o roca suave con velocidad efectiva de ondas de cortante

$$\beta_s \geq 700 \text{ m/s} \quad (3.22)$$

Terreno intermedio: Formación de suelo con periodo dominante y velocidad efectiva tales que

$$\beta_o \leq \beta_s < 700 \text{ m/s} \quad (3.23)$$

o

$$\beta_s < \beta_o \quad \text{y} \quad T_s \geq T_o \left( 1 - \frac{\beta_s}{\beta_o} \right) \quad (3.24)$$

Terreno blando: Formación de suelo con periodo dominante y velocidad efectiva tales que

$$\beta_s < \beta_o \quad \text{y} \quad T_s < T_o \left( 1 - \frac{\beta_s}{\beta_o} \right) \quad (3.25)$$

donde  $T_o$  y  $\beta_o$  = parámetros característicos de las zonas sísmicas del país, cuyos valores se indican en el cuadro 3.3.

Cuadro 3.3 Valores de los parámetros  $T_0$  y  $\beta_0$ .

Zona sísmica	$T_0$ (s)	$\beta_0$ (m/s)
A	5.3	400
B	5.3	400
C	4.7	500
D	2.5	500

- 3) Determinar el coeficiente de sitio  $F_s$  dado en el cuadro 3.4, para considerar los efectos de las condiciones locales del subsuelo.

Cuadro 3.4 Valores del coeficiente de sitio  $F_s$ .

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	Suelo firme	Suelo intermedio	Suelo blando
A	1	2	2.5
B	1	2	2.5
C	1	1.8	1.8
D	1	1.7	1.7

- 4) Estimar la aceleración máxima en terreno firme de los mapas de peligro sísmico, localizando el sitio en el mapa correspondiente al periodo de retorno seleccionado. Al leer dichos mapas puede utilizarse simple interpolación lineal, o bien el valor adyacente mayor.
- 5) Obtener la aceleración máxima del terreno en el sitio, mediante el producto donde  $A_g$  = aceleración máxima en terreno firme.

$$A_0 = F_s A_g \quad (3.26)$$

donde  $A_g$  = aceleración máxima en terreno firme.

### 3.9.4 Ejemplo de aplicación

Para ilustrar el procedimiento de cálculo de espectros de diseño, considérese un sitio de Manzanillo, Colima, caracterizado con el periodo dominante  $T_s = 0.3$  s y la velocidad efectiva  $\beta_s = 460$  m/s.

Las aceleraciones máximas del terreno en el sitio para cien y doscientos años de periodo de recurrencia se obtienen de la siguiente forma:

- 1) Usando la fig. 3.8, el sitio pertenece a la zona sísmica D.
- 2) Del cuadro 3.3,  $T_0 = 2.5$  s y  $\beta_0 = 500$  m/s para la zona sísmica D. Según la ec. 3.24, se cumple que  $\beta_s < \beta_0$  y  $T_s \geq T_0(1 - \beta_s/\beta_0)$ , por lo que el subsuelo se clasifica como terreno intermedio.
- 3) Para suelo intermedio en la zona sísmica D, el coeficiente de sitio es  $F_s = 1.7$  conforme al cuadro 3.4.
- 4) De acuerdo con el cuadro 3.2, las aceleraciones máximas en terreno firme para cien y doscientos años de periodo de retorno son  $A_g = 400$  y  $560$   $\text{cm/s}^2$ , respectivamente.
- 5) Según la ec. 3.26, las aceleraciones máximas del terreno en el sitio para cien y doscientos años de periodo de retorno resultan ser  $A_0 = 680$  y  $952$   $\text{cm/s}^2$ , respectivamente.

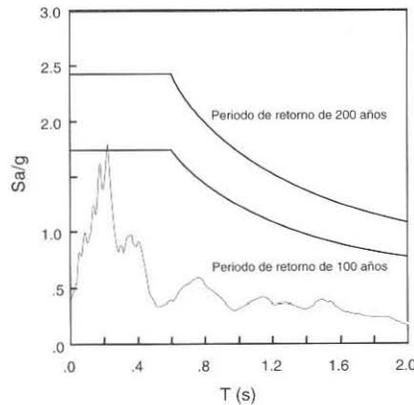


Figura 3.17 Espectros de diseño para cien y doscientos años de periodo de retorno en el sitio de Manzanillo, comparados con la envolvente de los espectros de respuesta para los componentes horizontales del temblor de Manzanillo de 1995.

Los espectros de diseño (5% de amortiguamiento) para cien y doscientos años de periodo de recurrencia que resultan de aplicar el procedimiento aquí descrito se muestran en la fig. 3.17, comparados con la envolvente de los espectros de respuesta para los dos componentes horizontales del gran temblor de Manzanillo, del 9 de octubre de 1995.

## Referencias

MDS (1993). Manual de diseño por sismo, Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Reyes A y López R (1985), "Predicción de la distribución del movimiento fuerte del terreno en el valle Imperial-Mexicali, para dos terremotos de magnitud postulada  $M=7.0$  y  $7.4$ ", Riesgo sísmico en la Baja California, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 15-40.

Rosenblueth E, Ordaz M, Sánchez-Sesma F J y Singh S K (1989), "The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Design spectra for Mexico's Federal District", Earthquake Spectra, 5, 273-291. Department of the Interior.

# 4 HIDROLOGÍA PARA PRESAS

Roberto Mejía Zermeño

## 4.1 Introducción

El objetivo de una presa, en lo general, es regular los escurrimientos de un río y almacenar el agua para usarla de manera dosificada o para controlarla y evitar daños como la destrucción de puentes o inundaciones aguas abajo.

Por ello, resulta obvia la necesaria contribución de la ingeniería hidrológica para conocer en tiempo y espacio el comportamiento de los escurrimientos que llegan al sitio seleccionado, tanto para ubicar la presa como diseñar sus componentes.

Los estudios hidrológicos deben vincularse con las diferentes partes de la obra que se realiza (figura 4.1, cuadro 4.1).

La capacidad del embalse debe diseñarse de acuerdo al fin de la obra; por ejemplo, no es lo mismo almacenar agua para proteger, que para abastecer agua potable.

La obra de excedencia debe considerar el tipo de vertedor, si es o no controlado y los efectos de las descargas aguas arriba y así, en cada parte debe tomarse en cuenta su vinculación con las otras componentes y su integración con la obra.

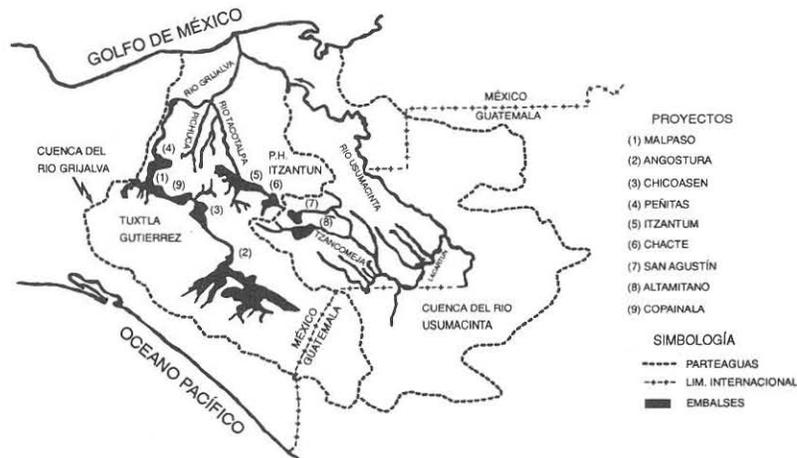


Figura 4.1 Participación de la ingeniería hidrológica en las presas.

Cuadro 4.1 Datos de la figura 4.1.

<b>Hidrología</b>		
Área de la cuenca	2,580	km <sup>2</sup>
Escurrimiento medio anual	2,643x10 <sup>6</sup>	m <sup>3</sup>
Caudal medio anual	84	m <sup>3</sup> /s
Avenida máxima registrada	2,666	m <sup>3</sup> /s
<b>Embalse</b>		
Capacidad total al NAME	7,329x10 <sup>6</sup>	m <sup>3</sup>
Capacidad útil	5,453x10 <sup>6</sup>	m <sup>3</sup>
Capacidad control avenidas	552x10 <sup>6</sup>	m <sup>3</sup>
Área máxima de embalse		
Nivel máximo de embalse	435.50	m
Nivel normal (NAMO)	430.00	m
Nivel mínimo (NAMINO)	400.00	m
<b>Vertedor</b>		
Longitud total de la cresta	42.00	m
Elevación de la cresta	421.40	m
Avenida de diseño	3,400.00	m <sup>3</sup> /s
Capacidad máxima de descarga	4,437.75	m <sup>3</sup> /s
<b>Potencia y generación</b>		
Capacidad instalada	330	MW
Generación media anual	1,344	GWh
<b>Cortina</b>		
Tipo	Arco-bóveda	
Altura máxima	264.00	m
Elevación de la corona	436.00	m
Ancho de la corona	5.00	m
Longitud de la corona	125.00	m
Bordo libre	0.50	m
Volumen total de la cortina	585,500	m <sup>3</sup>
Pantalla	Concreto	
Concreto simple	283,000	m <sup>3</sup>
Concreto armado	302,500	m <sup>3</sup>
<b>Obra de toma</b>		
Número	2	
Caudal de diseño	168	m <sup>3</sup> /s
<b>Casa de máquinas</b>		
Tipo	Subterránea	
Turbinas	2, Francis	
Carga neta de diseño	216.50	m
Caudal de diseño	84	m <sup>3</sup> /s
Potencia de diseño	224,276	CV
Carga bruta máxima	235.00	m
Carga bruta mínima	205.00	m
Velocidad	257.00	rpm
Capacidad	170,210	KVA

Uno de los datos más importantes y obviamente necesarios para el diseño, es conocer el flujo que llega al sitio. Tres conceptos deben tenerse en cuenta (figura 4.2).

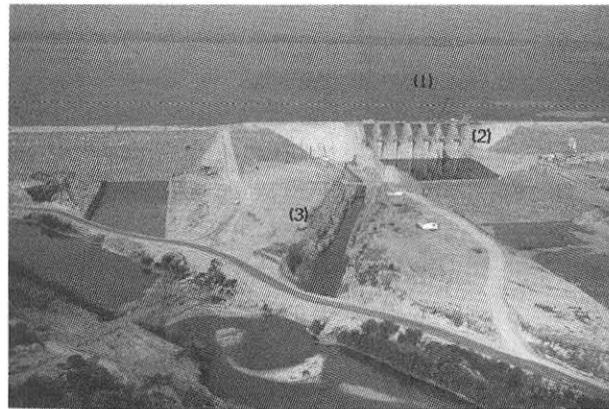


Figura 4.2 La correcta selección de los escurrimientos permite diseñar el embalse (1), la obra de excedencias (2) y la de toma (3) de manera óptima.

1. Obtener los escurrimientos normales que sirven para determinar el aprovechamiento. Esto señala el camino para diseñar la capacidad útil o aprovechable y las obras de extracción correspondientes.
2. El escurrimiento mínimo, cuando son derivaciones, sobre todo, en sitios de clima árido o semiárido.
3. Los flujos máximos para el diseño de las obras de control y excedencias, y la parte correspondiente destinada en el embalse.

## 4.2 Recopilación de información

Una parte básica y fundamental en los estudios hidrológicos es la obtención de la información topográfica, climatológica, fisiográfica y, en particular, de los datos de escurrimiento y precipitación.

Se requiere que las series de tiempo abarquen el periodo continuo más amplio posible; en el caso de varias estaciones es el periodo común y se recomienda, al menos, treinta años de registro para valores extremos y veinte para normales.

Es, además, necesario que toda esta información sea validada, revisando el rango de magnitudes, congruencia, patrones y consistencia en y entre las variables.

Esto permite garantizar la calidad de los datos para su empleo en el cálculo hidrológico.

En algunos casos se pueden establecer modelos de regresión o reglas entre estaciones para completar los registros que estén incompletos.

Los métodos más utilizados para valores de precipitación están los promedios pesados de estaciones circundantes, la curva masa doble (cmd) (figura 4.3) y el inverso de la mínima distancia al cuadrado entre estaciones .

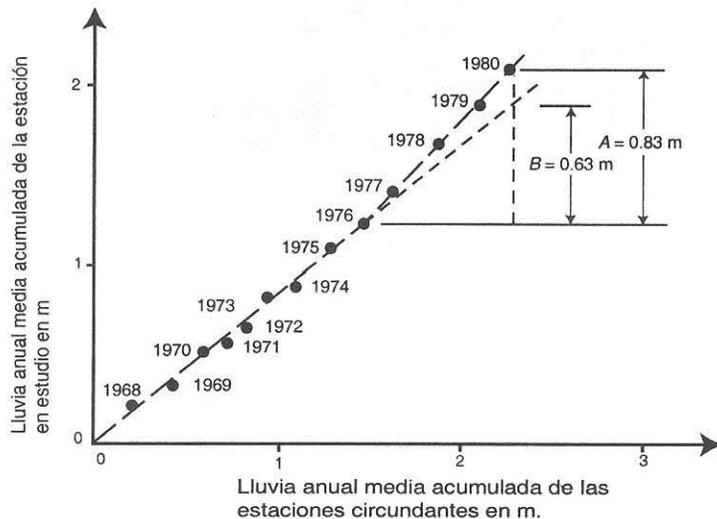


Figura 4.3 Curva masa doble.

El segundo procedimiento también sirve para verificar o ajustar la consistencia de las estaciones. Un registro consistente es aquel donde las características del registro no cambian con el tiempo.

Una curva masa doble es una gráfica de lluvia acumulada de una estación de interés, contra la lluvia acumulada de una o más estaciones en la región que están en condiciones hidrometeorológicas similares.

Si un registro de lluvia es un estimador consistente de las ocurrencias hidrometeorológicas, para un cierto periodo, la curva masa doble tendrá una pendiente

constante. Un cambio en la pendiente sugiere que un factor externo ha causado cambios en la medición. Si es un cambio evidente, hay que ajustar el registro, ya sea con el principio o periodo posterior.

El método de ajuste se entiende con la figura 4.4. La curva masa doble entre la lluvia acumulada regional X y la acumulada en la estación Y, donde se requiere verificar la consistencia, se caracteriza en dos partes, denotadas en la figura por los subíndices.

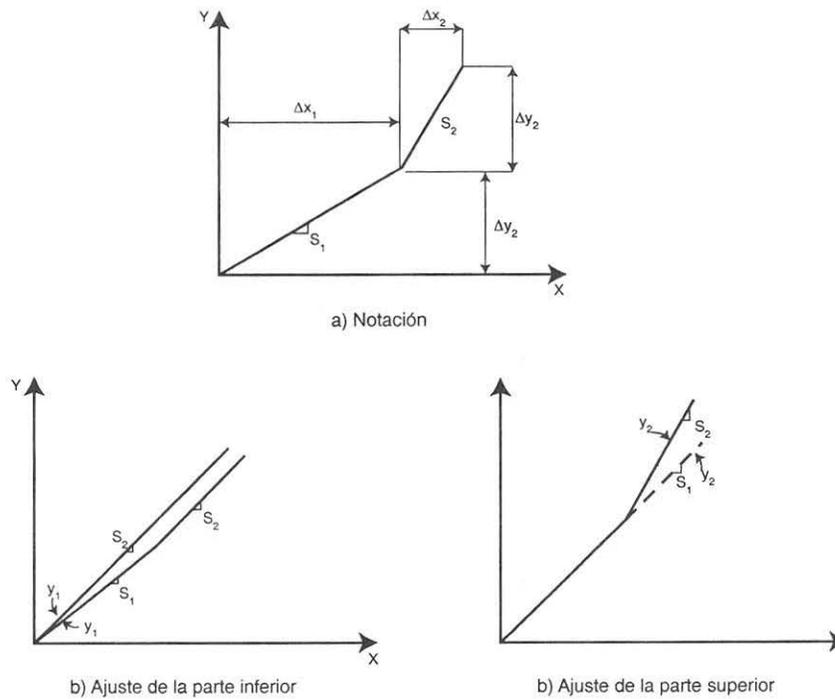


Figura 4.4. Ajuste de una curva masa doble para la consistencia de una estación.

Las pendientes de las dos secciones  $S_1$  y  $S_2$ , se calculan con los valores acumulados:

$$S_i = \frac{\Delta Y_i}{\Delta X_i} \quad (4.1)$$

donde  $S_i$  es la pendiente del tramo,  $\Delta Y_i$  es el cambio en la recta acumulada para la estación  $Y$  entre los puntos finales del tramo  $i$ , y  $\Delta X_i$  es el cambio en la recta de las sumas acumuladas de las otras estaciones entre los puntos finales del tramo  $i$ .

Así, cada tramo de la curva masa doble puede ser ajustado por consistencia. Si la estación ha sido relocalizada, será adecuado ajustar la parte inicial del registro (tramo 1 de la figura), para así hacerlo consistente con la parte final y los que se sigan recolectando.

El método del cuadrado inverso más cercano es una alternativa al requerimiento de una densa red de mediciones y sirve para completar valores puntuales en el tiempo. Se basa en asignar un peso a las estaciones utilizadas para estimar un valor faltante  $p_x$ , considerando que éste decrece con la distancia entre estaciones y el punto de estimación.

Para estimar  $p_x$ , la región se divide en cuatro cuadrantes alrededor de  $p_x$ , no necesariamente un sistema cartesiano de coordenadas, ya que pueden existir razones hidrometeorológicas, tales como las causadas por efectos orográficos, que permitan un sistema no cartesiano. Esto posibilita usar estaciones en cada cuadrante e intenta asegurar que las estaciones usadas para  $p_x$ , sean algo más que independientes.

El peso se define como una función inversa del recíproco de la distancia al cuadrado entre la estación y el centro de localización. Si hay una estación en cada cuadrante, el peso del cuadrante  $\omega_i$  es:

$$\omega_i = \frac{1}{d_i^2} \quad (4.2)$$

$$\sum_{j=1}^4 \left( \frac{1}{d_j^2} \right)$$

donde  $d_i$  es la distancia entre la estación  $i$  y la estación  $x$ .

Y entonces el valor de la precipitación buscada será:

$$P_x = \sum \omega_i p_i \quad (4.3)$$

donde:  $p_i$  es la precipitación de la estación  $i$  y  $\omega_i$  es su peso correspondiente.

La selección de los datos se hará considerando la calidad y cantidad de la información existente y el uso que se le quiera dar.

Si no existen suficientes estaciones hidrométricas puede usarse información pluvial, y con un modelo lluvia escurrimiento transformar la precipitación a escurrimiento.

Por otro lado, para un estudio de gastos extremos, normalmente se emplean series anuales de valores máximos, y para el tránsito de avenidas, hidrogramas con datos horarios o menores que permiten formar detalladamente el escurrimiento que se presentó.

### 4.3 Escurrimientos normales

En los ríos, la medición más común del gasto se realiza por medio de un molinete que se introduce en el agua para medir la velocidad de la misma. Esta medición se repite en diversas profundidades y tramos de la sección del río. Posteriormente, se obtiene la velocidad media, y multiplicando por el área, se determina el gasto de la sección observada.

El siguiente paso es repetir estas mediciones para diferentes niveles y formar una curva elevaciones-gastos (figura 4.5) para, posteriormente de manera simple, medir el gasto sólo por el dato del nivel, valor que se obtiene de forma visual por un aforador en una escala o con un graficador automático de niveles (limnógrafo).

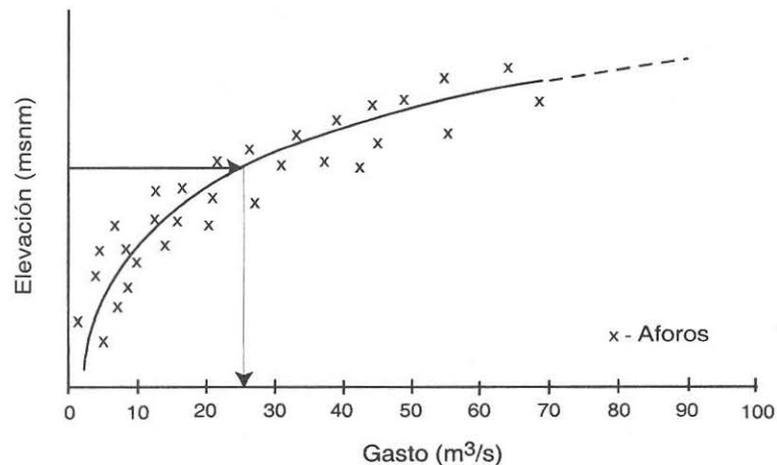


Figura 4.5 Curva elevación-gasto para un cauce.

En forma práctica, los datos históricos y actuales de los escurrimientos en las estaciones de aforo se pueden obtener recurriendo a la institución encargada de la estación (CFE, CNA, GASIR, SMN, etc.), o bien, se tienen en boletines para uso del público en las mismas instituciones o en otras vinculadas al sector agua.

Estos datos, agrupados de forma horaria diaria o mensual, son los que permiten determinar los volúmenes aprovechables para un sitio (cuadro 4.2).

Es necesario, tanto con la información de lluvia como la del escurrimiento realizar, un inventario exhaustivo de la información existente, y después describir estadísticamente estas variables como se presenta en el cuadro anterior. Esto permite conocer, por ejemplo, el rango mensual (153.8), los valores extremos (máximo 154.8, mínimo 1.0), la existencia de un sesgo (valores altos o bajos) con el coeficiente de simetría ( $cs = 0.86$  en noviembre) y sus valores medios ( $Q_{\text{enero}} = 15.13 \text{ Mm}^3$  y  $Q_{\text{anual}} = 278 \text{ Mm}^3$ ).

A veces los registros, por diferentes circunstancias, están incompletos, por lo que es necesario recurrir a algunas técnicas para completar las series de tiempo. En principio hay que analizar, con base en la tabla descriptiva, la porosidad de los datos y completar el registro con las siguientes reglas:

- 1) Si faltan tres meses seguidos anualmente se considera el año sin datos.
- 2) Si falta mensualmente menos del 20%, se pueden completar con el valor medio.

Para completar faltantes no corregidos por las reglas anteriores, cuando se tienen estaciones relativamente cercanas, y la relación entre el área de la cuenca de referencia a la de estudio no es mayor, en más o en menos al 20% se define el factor de traslado  $F_a$  para el cálculo de los valores faltantes.

$$0.8 < F_a = \frac{A_x}{A_c} < 1.20 \quad (4.4)$$

donde:

- $A_x$  es el área de la cuenca donde falta el dato.
- $A_c$  es el área de la cuenca con el dato conocido.

Otra forma de deducir escurrimientos también se puede hacer con la curva masa doble, pero sólo es aplicable en el intervalo de la relación entre áreas del párrafo anterior.

Estos mismos procedimientos pueden aplicarse en sitios donde no hay estación, ya que el gasto sería el de la estación de referencia por el factor de traslado ( $F_a$ ).

Cuadro 4.2 Datos históricos y análisis estadístico mensual de volúmenes escurridos.

Orden	Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Anual
1	1936									68.6	73.4	39.4	25.4	
2	1937	21.8	16.1	16.9	14.8	19.2	24.8	8.3	62.8	85.2	46.3	34.4	26.1	44.8
3	1938	23.8	18	18.5	12.9	21	24.8	44.8	52.5	44.9	37.3	29.9	22	35.4
4	1939	2.7	17.7	14.9	14.1	19.4	23.4	34.8	73.8	79.1	65.4	38.9	21.5	423.6
5	1940	26.6	22.3	22.4	15.2	15.5	19.8	26.4	33.3	42.7	29.5	27.5	17.5	298.6
6	1941	2	17.3	12.3	11.9	15.1	24.2	52.8	75.9	92.3	72.5	62.9	3.2	487.3
7	1942	2.2	15.8	16.8	16.4	22.9	29.5	37.9	57.5	92.3	6	33.8	26.8	429.8
8	1943	24.2	16.4	14.4	13.2	18	25.8	3.8	36.1	62.1	51	27.4	18.1	337.5
9	1944	16.1	14	12.6	1.7	16.4	17.8	23.4	47.9	55.5	48	22.8	15.9	3.9
10	1945	17.5	13.9	13.8	12.5	15.2	13.3	16.4	35.6	4.4	43.3	22.7	16	26.6
11	1946	15.6	13.4	12.9	12	14.1	17.2	24.1	34.8	4.4	5.3	26	18.6	279
12	1947	2.8	12.4	1.4	9.9	16.2	18.3	14.9	28.5	52.7	36.3	23.4	19.3	263
13	1948	24.2	16.6	9.1	9.4	15.8	14.6	23.9	39.1	46.8	3.6	19	13.6	262.7
14	1949	14.6	12.2	1.4	9.3	12.5	12.6	18.5	36.8	36.3	3.6	18.8	13	225.8
15	1950	14.6	11	11.4	1	13.7	14.4	24.4	31	7.3	44.6	2.3	14.2	279.8
16	1951	14.8	11.7	1.5	9.8	14	18	26.3	31.8	34.7	32.6	18.3	12.4	234.6
17	1952	13.1	12	8.6	1.7	15.7	2.7	24.6	57.5	63.7	51	24.2	17.7	319.5
18	1953	16	15.8	12.5	11.1	14.6	2.2	26.8	46.4	53.3	3.8	24.7	16.1	288.1
19	1954	16.1	1.6	9.1	8.8	15.3	3	48.1	65.6	37.7	44.2	18	14	317.6
20	1955	15.7	11.5	9.2	8.8	15.5	17.3	28.2	73.1	154.8	85	31.5	19.1	469.7
21	1956	17	13.2	1	1.3	2	26.4	8.7	58.5	96	26.2	19.7	18.4	396.5
22	1957	14.9	11.6	8.8	9.3	13.7	12.7	11.2	24.8	32.2	28.5	16.7	13.1	197.5
23	1958	23.8	12.9	8.5	6.5	12.2	28.6	72.2	89.6	122.7	52.7	35.7	23.4	488.9
24	1959	2	1.7	1.6	16.9	22.5	24.2	51.6	99	7.2	55.6	26.1	17.1	424.5
25	1960	16.8	13.2	1.3	9.4	13	16	13.3	35.6	56.4	25.9	17.7	15.5	243
26	1961	18.7	12.2	1.7	8.3	12	31.3	62.4	66.8	56.7	28.3	18.6	15.1	341.1
27	1962	15.8	11.8	9.5	9.7	11.8	17.6	22.4	43.2	15.9	38.7	19	16.4	321.7
28	1963	14.7	1.8	1.8	9.7	14	19.9	55	92.6	49.4	41.3	2.3	19	357.5
29	1964	19.1	1.5	9.2	7.7	12.1	2.3	25.5	51.5	99.3	39.2	2	16.5	33.7
30	1965	15.1	12.6	1.6	9.8	11.7	14.6	33.5	111.7	83.9	45	18.9	16.5	384.1
31	1966	15.1	13.3	12.1	12.4	16.4	2.9	4.2	89.6	55.3	31.3	19.5	15.6	341.7
32	1967	2.9	12.8	12.1	1.8	15.7	25.4	38.5	57.1	113.8	86.7	26.4	19.9	44
33	1968	17.2	15.9	17	13.8	16.2	18.6	67	67.1	59.7	3.5	21.2	17.4	361.6
34	1969	17.9	12.8	12.1	9.3	12.2	16.9	24.5	38.1	84.5	31.3	2.4	19.1	299.2
35	1970	15.1	14.3	12.9	11.1	11.7	27	39.1	76.3	62.8	36.3	21	17.1	344.7
36	1971	17.3	13	13	11.6	14.9	19.5	38.5	67.9	75	55.9	21.3	19.2	367.1
37	1972	17.7	15	12.8	1.8	16.1	26.3	25.3	55.3	43.9	27.6	22.7	18.9	292.3
38	1973	17.8	14.4	12.6	9.9	15.2	17.1	25.2	87.8	91.4	58.2	28.5	22.3	4.1
39	1974	19.2	12.4	13.2	11.4	13.8	33.4	64.4	67.7	61.7	3.4	2.3	18.5	366.5
40	1975	21.1	15.5	11.7	8.4	14.3	24.4	46.4	14.5	7.2	25.9	18.6	18.5	379.5
41	1976	17.7	13.4	14.7	12.1	14.4	18.4	42.5	72.1	72.2	63.4	29.5	29.3	4.3
42	1977	19	14.7	13.1	12.6	14.5	31.7	3	52.2	61.8	31.7	24.4	21.5	327.2
43	1978	17.9	14.3	11.7	9.1	1.9	26	36.5	73.3	67.7	78.2	26.7	24.3	396.5
44	1979	18.9	15	11.6	12.7	13.5	23.3	13.7	49.2	52.2	16.6	15.5	25	267.2
45	1980													
46	1981	2.1	13.1	11.1	8.3	11.4	29.7	48.8	43.5	4.4	28	19.4	2.2	294
47	1982	11.7	8.1	7.2	7.8	16.2	19.4	31.4	34	26.2	19.9	13.6	16.6	212.1
48	1983													
49	1984													
50	1985													
51	1986			7.8	8.1	12	34.4	5.7	44	47.4	38.6	19.3	1.8	
52	1987	13.2	9.8	7.8			29	43.6				15	14.5	
53	1988							44.2	74.5	72	28.4	18.6	13.2	
54	1989	12.2	9.8	7	7.6	9.6	14.8	14.4	23.6	27.5	16.5	12.4	15.7	171.2
55	1990	12.2	11	8	6.3	9.7	28.3	32.2	67.2	63.2	28.7	18	15.4	3.2
56	1991	12.9	9.3	7.5	7.1	8	19.9	4.2	37.2	62.3	38.3	19.9	16.7	279.2
57	1992	37	17.3											
Reg. Nulos		7	7	7	8	8	7	6	7	6	6	5	5	9
Máximo		26.60	22.30	22.40	16.90	22.90	34.40	72.20	111.70	154.80	86.70	62.90	29.30	488.90
Mínimo		2.00	1.50	1.00	1.00	1.90	2.20	3.00	14.5	4.40	3.40	2.00	1.80	3.20
Media		15.13	12.66	10.03	9.52	14.14	20.07	30.54	55.71	57.87	37.50	21.90	17.39	278.65
Des. Estandar		6.19	4.14	5.05	3.87	3.90	8.16	17.54	21.71	31.65	21.20	10.43	5.33	137.56
C. de asimetría		-0.86	-1.20	-0.27	-0.61	-0.79	-0.58	0.42	0.43	0.42	0.35	0.86	-0.76	-0.80
Curiosis		0.54	2.53	-0.14	0.30	3.05	0.08	-0.39	-0.33	0.80	-0.09	4.03	2.32	-0.13

Así, de esta forma se tendría la serie de tiempo mensual, que sirve para definir los volúmenes de ingreso al embalse.

Es necesario definir todos los ingresos que pueden llegar a una presa; además de los escurrimientos normales por cuenca propia, se deben incluir las transferencias desde otras cuencas y, en su caso, reducciones para otros fines que impiden la llegada del agua al embalse.

#### 4.4 Diseño del embalse

Al hidrólogo compete el diseño del embalse, esto es, definir los principales componentes y características geométricas que debe tener el cuerpo de agua que se va a crear con la obra de contención; éstos elementos se muestran en la figura 4.6 y se describen a continuación.

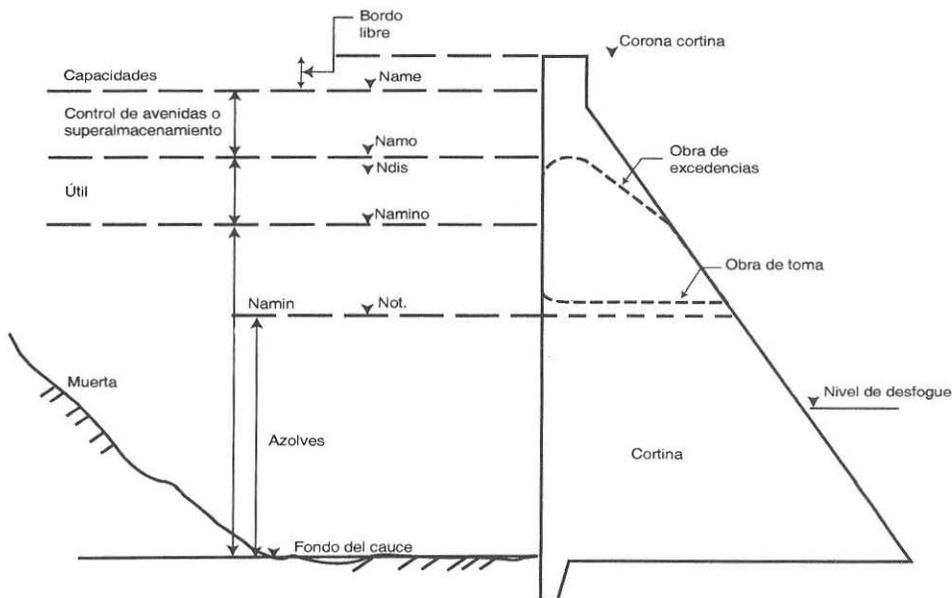


Figura 4.6 Niveles y volúmenes característicos de un embalse.

El NAMINO (nivel de aguas mínimas de operación) es la elevación más baja con la que se puede operar, por diseño, la obra de toma. Cuando esta es para riego el NAMINO puede coincidir con el NAMIN (nivel de aguas mínimo) o NOT (nivel de obra de toma). El volumen muerto es el que queda abajo del NAMINO; es un volumen del que no se puede disponer. El volumen de azolves es el que está abajo del NAMIN y se destina a recibir los azolves que llegan a la presa durante la vida útil de la misma. Hay que aclarar que este volumen corresponde, en general, a un tiempo entre cincuenta y cien años, donde se considera desde el punto de vista económico, que el embalse cumplió su vida útil económica donde se amortizaron las obras civiles de la presa. También hay que notar que el depósito de sedimentos no se produce como se muestra en la figura anterior, horizontal, sino que los sedimentos se reparten a lo largo del embalse, estando los más densos, al principio, y los ligeros cerca de la cortina.

El NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias) es el nivel máximo, en que por diseño, puede operar la presa. Entre este nivel y el NAMINO se tiene la capacidad útil o aprovechable, ya sea por volumen o carga para satisfacer el objetivo de la presa. Y del NAMO al NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) se tiene la capacidad de control de avenidas o superalmacenamiento.

La definición del NAME se realiza analizando las avenidas máximas que podrían ingresar al vaso, en conjunto con el tipo de obra de excedencias, si es libre o controlada, y las características aguas abajo, actuales o que pudieran ocurrir a futuro; así se tiene el volumen de retención temporal de las avenidas y el nivel máximo al que se llega a verter la obra de excedencia.

Y por último, el espacio que queda entre el NAME y la corona (máxima elevación de la cortina) se denomina bordo libre; su función es contener las mareas y los oleajes producidos por el viento, así como compensar los asentamientos de la cortina.

El volumen de azolves se determina evaluando las aportaciones de la cuenca y del material arrastrado por el flujo en el cauce; los principios de estos conceptos para su análisis caen dentro de la ingeniería fluvial.

El volumen muerto, en el caso de las plantas hidroeléctricas, está vinculado al sistema de turbogeneración seleccionado. Así, los aspectos hidrológicos más importantes son el diseño del volumen útil, el superalmacenamiento y la obra de excedencia, pero no se debe olvidar que estos están ligados, ya que al cambiar uno se alteran los demás.

En resumen, el ingeniero hidrólogo diseña en la presa los siguientes elementos: volumen de azolves, volumen muerto, volumen útil, superalmacenamiento y los niveles asociados a estos. Y en conjunto con esto y su objetivo, la obra de excedencias y capacidad de la toma.

## 4.5 Funcionamiento de vaso

Para diseñar el embalse se requiere conocer la siguiente información:

- Las curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones-áreas.
- Los registros hidrológicos.

Es recomendable realizar un cálculo preliminar para estimar el volumen útil, lo que se logra considerando las aportaciones mensuales y demandas medias, e ignorando variables de menor importancia. Esto permite determinar de manera rápida el volumen útil para satisfacer una demanda. Es recomendable que el registro de escurrimientos sea de veinte años o mayor.

Este primer cálculo se realiza con la curva masa o diagrama Ripple. En el ejemplo siguiente se plantea el uso de la curva masa.

Supóngase el hidrograma del río Pasión (1975 a 1976) (figura 4.7), donde se desea instalar una presa. Se desea tener una extracción segura de  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ . Primero se forma la curva masa, esto es, se acumulan los valores del escurrimiento.

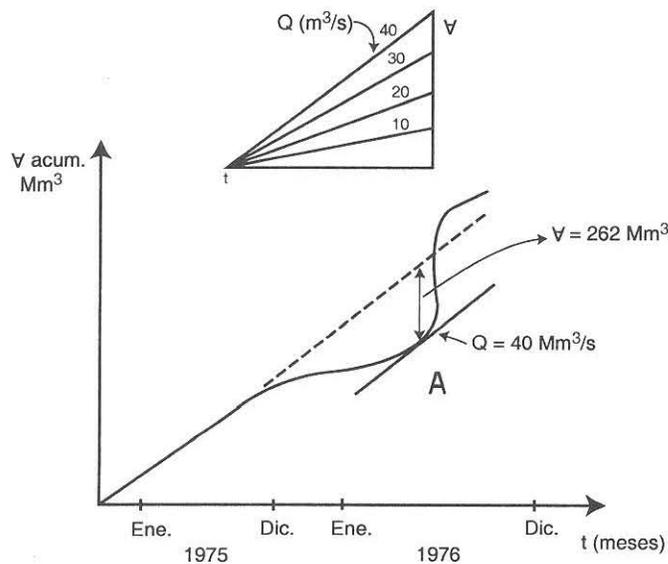


Figura 4.7 Curva masa del flujo del río.

Después se prepara una escala de gastos, esto es la pendiente equivalente entre los catetos, uno en volumen y otro en tiempo; representa el gasto medio constante que se podría obtener (figura 4.8).

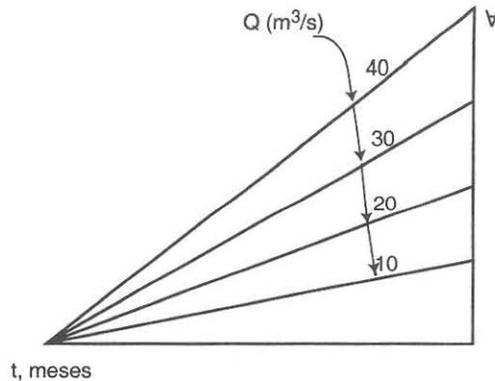


Figura 4.8 Escala de gastos.

Posteriormente, se aplica en cada punto para determinar la máxima extracción y el volumen de agua correspondiente.

En este caso, a partir del punto A con la pendiente correspondiente a  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ , se obtiene la máxima ordenada de  $262 \text{ Mm}^3$  correspondiente al volumen que se requiere tener almacenado para satisfacer esta demanda.

Este procedimiento, originalmente gráfico, actualmente se puede hacer digital, y de manera precisa puede obtenerse el volumen para cualquier gasto.

Aunque existen algunos métodos preliminares, como el diagrama de Ripple mencionado en el párrafo anterior, para determinar el volumen útil actualmente se realiza a través de un programa de funcionamiento de vaso, que opera mediante la aplicación de la ecuación de continuidad del flujo en un intervalo de tiempo.

$$E - S = \Delta V \quad (4.5)$$

donde:

E = entradas al vaso en  $\Delta t$

S = salidas del vaso en el mismo intervalo

$\Delta V$  = cambio del volumen almacenado en el vaso durante el intervalo  $\Delta t$

Las entradas al vaso deben ser:

- Por cuenca propia.
- Transferencias.
- Lluvia directa.

Y las salidas:

- Extracciones por demanda.
- Evaporación del vaso.
- Infiltraciones.
- Derrames.
- Escurrimiento ambiental-fluvial.

El proceso de simulación requiere plantear hipótesis razonables en el uso del agua y conocer las series de tiempo de todos los escurrimientos de ingreso. Es un proceso iterativo y la pretensión sería minimizar el déficit y el derrame para satisfacer la demanda solicitada. El derrame es un producto del funcionamiento. Para ello se requiere conocer la política de déficit aceptada. En el caso del riego la CNA, para cada aprovechamiento, propone una cierta política deficitaria; también es importante no olvidar las modificaciones que se producen al régimen hidrológico con las políticas de operación de las obras hidráulicas situadas aguas arriba de la presa en estudio.

Un aspecto, ahora relevante, es mantener el escurrimiento ambiental-fluvial que permita, aguas debajo de la presa, tener condiciones adecuadas para preservar la biodiversidad y la funcionalidad del cauce. Este aspecto contempla dos partes: un diseño que considera el comportamiento funcional del río, dado por su estabilidad y relación funcional con las componentes del sistema (zonas inundables, áreas aledañas, humedades, forma en planta, sección, etc.) y, el otro, un escurrimiento para satisfacer las demandas de biodiversidad en el cauce y el entorno.

## 4.6 Diseño de la obra de excedencias

**Avenida de diseño.** Para diseñar la obra de excedencias se requiere conocer la siguiente información:

- a) Las curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones-áreas.
- b) Los registros hidrológicos de las principales avenidas.

El objetivo de esta acción es dimensionar la obra de excedencia, determinar el NAME y el volumen del superalmacenamiento. Para esto se requiere conocer las avenidas mayores y más frecuentes que se han presentado (figura 4.9).

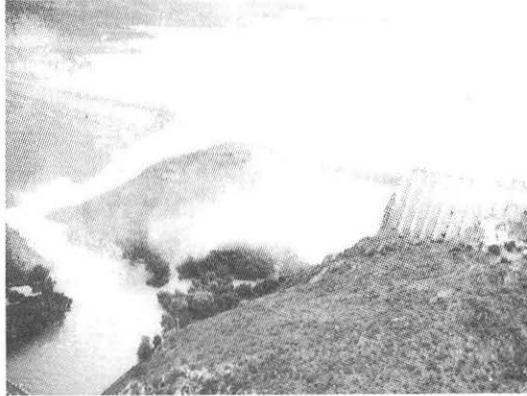


Figura 4.9 Obra de excedencias. Vertedor de abanico y recto.

Se considera que las características que definen una avenida son: gasto máximo o pico, tiempo de duración y el volumen (figura 4.10).

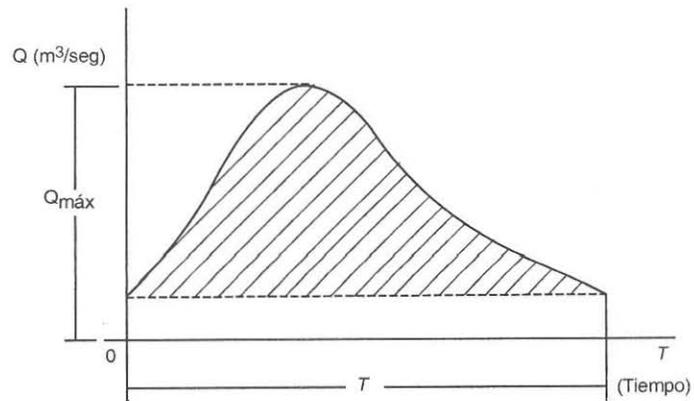


Figura 4.10 Hidrograma de una avenida.

Es necesario formar una avenida que posteriormente será la de diseño, que sea representativa o integre condiciones críticas o particulares significativas para la operación de la obra; por ejemplo, la más frecuente, anual y, no necesariamente, la más grande en el pico.

Además debe estimarse la magnitud de la descarga en relación a las condiciones actuales y futuras aguas abajo. Puede ocurrir que se controle una avenida, pero que las descargas de esta sean inadmisibles por efectos de erosión o inundaciones aguas abajo.

**Función de distribución empírica (datos).** En principio, se puede analizar la serie de gastos máximos anuales que conforman una función de densidad empírica. Esta se considera una muestra al azar de la población de escurrimientos máximos anuales que pudieran ocurrir; se obtienen de los datos del sitio seleccionado. La función de distribución de probabilidad sería:

$$P(X \leq x) = 1 - \frac{m}{n + 1} \quad (4.6)$$

donde:

- m = m - ésimo evento
- n = eventos registrados,

Pero considerando de manera práctica el periodo de retorno ( $T_r$ ), preferencia normal en hidrología, se establece:

$$T_r = \frac{n + 1}{m} \quad (4.7)$$

donde  $T_r$  es el periodo de retorno, intervalo de recurrencia o frecuencia establecida como: el número de años que, en promedio, se presenta un evento.

Y así se puede tener un concepto más claro y relacionarlo con la vida útil de las obras y el sentido de su posible (probabilísticamente hablando) presencia en el tiempo.

De esta manera, se tiene una distribución de la información que, sin embargo, está acotada por los datos disponibles y en, muchos casos, se requiere extrapolar para condiciones poco frecuentes ( $T_r$  altos), pero que pueden significar riesgos grandes.

Para ello se aplican diferentes distribuciones de probabilidad teóricas, seleccionando aquella que mejor se ajusta a la distribución empírica de los datos medidos.

Las funciones de distribución más empleadas en hidrología son las siguientes:

- Normal.
- Lognormal II y III parámetros.
- Gamma II y III parámetros (Pearson III).
- Gumbel.
- Gumbel para dos poblaciones.

Aquí es importante señalar que se debe verificar si la serie de máximos anuales es única o son dos o más poblaciones; por ejemplo, una de máximos estacionales y otra de origen ciclónico, en cuyo caso se debe considerar la aplicación de la función Gumbel de dos poblaciones u otra similar.

**Aplicación de las funciones de distribución.** El uso de estas u otras distribuciones puede ser relativamente sencillo con algún software adecuado. Sin embargo, la selección del valor buscado establece el quid del asunto.

En principio, debe considerarse una apreciación gráfica de la distribución empírica y las diferentes teóricas.

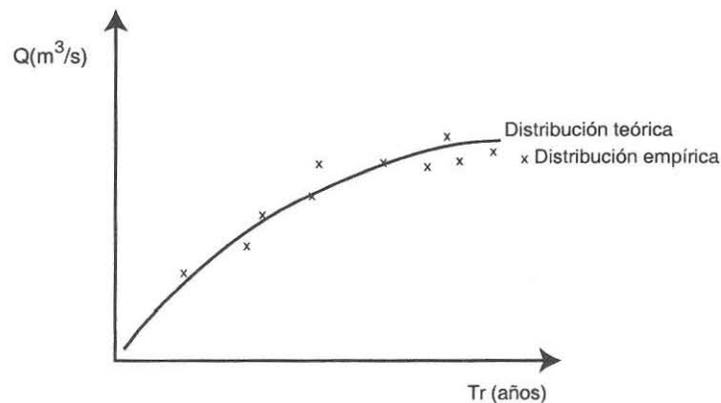


Figura 4.11 Ajuste a la distribución teórica.

Y después las características de la distribución empírica; entre ellas sus valores medios, desviación estándar y coeficiente de simetría. Este último da una idea de la influencia de los valores muy grandes o pequeños.

Al comparar los parámetros de la muestra, junto con los de la bondad del ajuste, contra los parámetros de las distribuciones teóricas, se permite seleccionar la que mejor representa la muestra obtenida. En el siguiente ejemplo se muestra este procedimiento.

#### Estación “La Encantada”

##### Resumen de ajustes estadísticos

##### Datos de la muestra

Media	296.37 m <sup>3</sup> /s
Desv. Est.	426.80 m <sup>3</sup> /s
Cs.	2.99
Máx. máx.	2194.00 m <sup>3</sup> /s
Mín. mín.	15.20 m <sup>3</sup> /s
Periodo	1950 – 1990 (falta 1979)
n	40

Distribución	2		3		4		5		6	
	C <sub>s</sub>		K-S		Sum. Min. <sup>2</sup> x10 <sup>6</sup>		Gasto (m <sup>3</sup> /s) Para T <sub>r</sub> (años)			
							25		10000	
Gumbel	1.14	3	0.254		2.77		761.00		1900.00	
Normal	0.00		0.285		3.02		904.00		1586.00	
L. N. 2	8.00		0.127	2	1.15		1065.00		9120.00	
L. N. 3	9.67		0.117	1	0.93	2	1126.00		10866.00	
Gamma 2	1.67	2	0.284		2.43		829.00		2215.00	
Gamma 3	4.7		0.201	3	0.76	1	1234.00		5060.00	
<b>Exponencial</b>	2.00	1	0.257		1.10	3	<b>1314.00</b>		<b>4006.00</b>	

Notas: C<sub>s</sub> = coeficiente de simetría, K-S = Prueba Kolmogorov – Smirnov. La distribución seleccionada está en negrita.

Primero se determina la distribución con el error mínimo cuadrático (Gamma 3) y después la que mejor se acerca al coeficiente de simetría de la muestra (2.99), que es la exponencial (2.00) y se observa el orden de las otras distribuciones, inclinándose más por la cercanía al coeficiente de simetría.

**Tránsito de la avenida en el vaso.** Posteriormente la avenida de diseño se transita en el vaso, con el fin de dimensionar la obra de excedencias y determinar el NAME. Al igual que en el funcionamiento del vaso, el tránsito de avenidas se evalúa con base en la aplicación de la ecuación de continuidad.

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (4.8)$$

donde:

$I$  = gasto de entrada al vaso.

$O$  = gasto de salida del vaso.

$dV/dt$  = variación del volumen almacenado en el tiempo.

El intervalo de análisis  $\Delta t$  es, dado el tipo de datos, del orden de horas y se recomienda sea menor a la décima parte del tiempo de pico ( $t_p$ ).

$$\Delta t \leq 0.1t_p$$

Durante el tránsito de la avenida en el vaso, la forma de los hidrogramas es como se muestra en la figura 4.12.

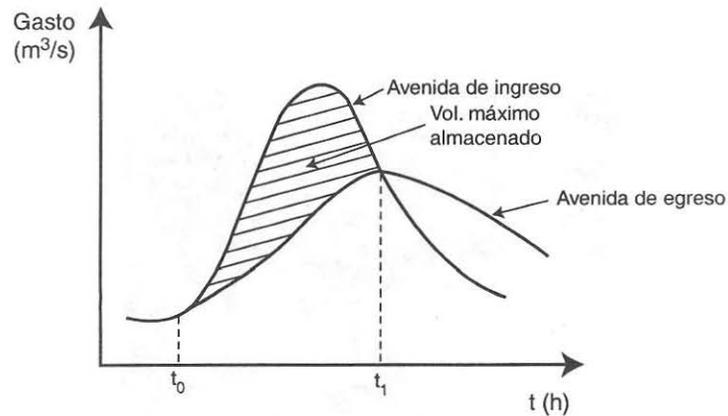


Figura 4.12 Tránsito de la avenida en el embalse.

El área entre  $t_1$  y  $t_0$ , y entre los hidrogramas, es el volumen de superalmacenamiento requerido y el nivel máximo en el embalse corresponde al punto  $t_1$ .

Actualmente se siguen procedimientos numéricos para resolver el tránsito de la avenida mediante la ecuación en diferencias finitas.

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (4.9)$$

Al conocerse las condiciones iniciales con un procedimiento iterativo de aproximaciones sucesivas, se calcula el volumen y el gasto de salida en el intervalo  $i+1$ .

## 4.7 Obra de desvío

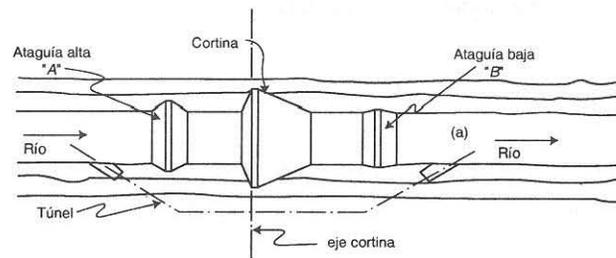


Figura 4.13 Ubicación de las obras de desvío en un tramo recto.

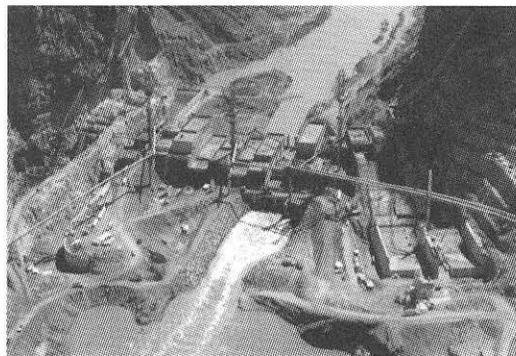


Figura 4.14 Obra de desvío en una cortina de gravedad.

Durante la construcción de una presa, uno de los grandes problemas es controlar el flujo que continua pasando y, en especial, el de la época de avenidas para aislar el área donde se va a desplantar la cortina y sus obras, hasta que tenga la primera un nivel seguro. Esto se logra mediante una obra de desvío y las ataguías aguas arriba y abajo del sitio de la presa (figuras 4.13 y 4.14).

El flujo derivado por los túneles o tajos de aguas arriba hacia aguas abajo permite aislar, por partes o, de una sola vez, las zonas de las obras. La magnitud de los escurrimientos por desviar determina la capacidad y dimensión de la obra de desvío. La ataguía de aguas arriba crea un almacenamiento temporal, el cual puede utilizarse para reducir la capacidad de descarga de la obra.

El procedimiento consiste en transitar la avenida correspondiente y observar el máximo nivel en la ataguía de aguas arriba y el gasto que pasa por el desvío. Se evalúa si la altura de la ataguía y dimensión del desvío son adecuadas para pasar el gasto considerado sin crear problemas o se modifica alguna y se repite el procedimiento.

## 4.8 Hidrología operativa

Un aspecto muy importante en las presas es mantenerlas en operación de manera segura, tanto para satisfacer las demandas para la que fue creada, como para garantizar su operación libre de riesgos de falla y mala operación.

Muchas de las presas construidas en México y en el mundo, en general, tienen más de treinta años de estar en operación y sus estudios para su construcción emplearon otras técnicas y obviamente menor información. Además actualmente, en general, las condiciones tanto aguas arriba como aguas abajo han cambiado.

Estos aspectos requieren el empleo de técnicas nuevas para hacer hidrología utilizando información más precisa en cantidad y calidad de acuerdo con las diferentes necesidades, entre ellas usar datos a tiempo real, mediciones continuas, mayor número de estaciones, periodos más largos, etc. También usar mejores equipos, pluviógrafos de registro continuo, estaciones automáticas con transmisión a distancia o con gran capacidad de almacenamiento, uso de radares, etc. Y, por último, técnicas más modernas de modelaje hidrológico, haciendo uso del incremento de velocidad y capacidad de almacenamiento de los equipos de cómputo, modelos a tiempo real, tránsito de avenidas en redes de cauces, modelos distribuidos de lluvia escurrimiento, modelos acoplados a la atmósfera, etcétera.

Es importante no perder de vista que a pesar del uso de nuevas técnicas, éstas se basan en los principios del ciclo hidrológico y en las ecuaciones básicas de hidrología e hidráulica, y que los conceptos de éstas no han cambiado, sino que se ha arrojado más luz sobre los valores que existen en la naturaleza, para una mayor precisión de los modelos y el pronóstico de la misma.



# 5. IMPACTO AMBIENTAL

Raúl Flores Berrones

## 5.1 Introducción

La construcción y operación de presas y bordos de almacenamiento de agua en todo el mundo, en especial en los últimos cincuenta años, han causado impactos adversos impredecibles en el medio ambiente. Por ejemplo, se tienen los terrenos aguas arriba inundados por los embalses, los balances ecológicos alterados por efectos de las construcciones, la continuidad de la vida acuática a lo largo de varios ríos ha sido interrumpida, los escurrimientos superficiales se han modificado y, con frecuencia, disminuido por intersecciones que se les hace, etc. Otros efectos se refieren a los cambios en los depósitos de sedimentos, el deterioro en la calidad del agua, los cambios en la flora y fauna, la inundación de tierras fértiles para la agricultura y, principalmente, la reubicación de las personas que son desplazadas del sitio donde tienen sus casas ancestrales, haciendo que con frecuencia pierdan sus costumbres, cultura y forma de vida o trabajo. Tales impactos son innegables.

Al respecto, el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1997) considera que la relevancia, hoy en día, al tema de seguridad de presas radica en los aspectos ambientales y sociales afectados por las presas y bordos de almacenamiento. Por lo tanto, cualquier presa nueva que se desee construir deberá tener un serio escrutinio en sus criterios económico, técnico, social y ambiental. Esto implica que la construcción de nuevas presas no podrá llevarse a cabo si no existe, paralelamente, una mitigación de los impactos adversos en el medio ambiente.

Todo lo anterior conduce a que el desarrollo económico y la protección ambiental deben ir tomadas de la mano, de manera que dicho desarrollo sea sustentable a través del mantenimiento de los sistemas que soportan la vida básica, al mismo tiempo que se mejora la calidad de vida y evita el consumo excesivo de los recursos naturales.

Cabe señalar que un alto porcentaje del contenido de este capítulo proviene de la ref Veltrop (1998).

## 5.2 Impactos de las presas en las personas y medio ambiente

Sin duda, el impacto más importante de las presas es el desplazamiento a la fuerza que se hace de la gente, principalmente la que pertenece a minorías étnicas, lejos de sus propiedades ancestrales.

Dichos cambios con frecuencia originan la pérdida de sus fuentes de trabajo, disminución de nivel de vida y rompimiento de costumbres, forma de vida y cultura. La gente desplazada no debería castigarse a cambio del beneficio que adquiere el país, sino más bien se le debería incentivar para que se cambien voluntariamente a otro lugar. Por otro lado, se debe también tomar en cuenta el impacto que reciben las comunidades donde se instala la gente desplazada. Más aún, los caminos y líneas de transmisión inducen al flujo de nuevos moradores. Consecuentemente, como principio para construir una nueva presa, se debería minimizar la reubicación de la gente por medio de un cuidadoso proyecto que tome muy en cuenta el sitio y diseño de la obra.

En su trabajo denominado *La posición sobre las presas y el medio ambiente*, la ICOLD (1997) establece que “la reubicación forzada de la gente debe mejorarse con especial cuidado, en forma muy inteligente y con una habilidad política que tome en cuenta la investigación social bien entendida y una planeación sana bien integrada. Los costos asociados a la estrategia anterior deben incluirse en los análisis económicos comparativos de las alternativas que se estudian”. Sin embargo, una vez que el proyecto de la construcción se inicia, los fondos para la reubicación debieran manejarse en forma independiente a fin de asegurar que la población afectada sea adecuadamente compensada. La reubicación debiera resultar en una clara mejora de su nivel de vida y la gente afectada directamente por la obra debiera ser siempre la primera en beneficiarse, en vez de sufrir el beneficio de otros.

El medio ambiente es afectado por las presas debido a que los ríos son sistemas dinámicos y la construcción de las presas cambia la temperatura del agua y la calidad, tanto de aguas arriba como de aguas abajo, alterando además la flora y la fauna, e inundando las tierras fértiles para la agricultura que se localizan en los valles de los ríos.

Los sedimentos que son acarreados libremente por el flujo de los ríos, se ven también altamente alterados, y cuando se quedan en el vaso de la presa, éstos no llegan a las áreas aguas abajo. Más aún, la sedimentación en el vaso reduce la vida de la presa, afecta la calidad del agua, cambia el régimen del flujo aguas abajo e impacta en los ambientes natural, social y económico.

Los patrones del flujo temporal en los ríos son alterados a medida que el agua se almacena y se libera cuando se requiere para el uso humano, o para aumentar los niveles bajos de los ríos en época de sequía. Cuando una presa cambia el flujo de los ríos, lagos y lagunas, se provoca una disminución de sus ecosistemas.

El involucramiento del hombre en los ríos es inevitable y por tanto, antes de construir una presa, la dinámica de los ríos debe ser estudiada muy bien. Los bordos desconectan los ríos de las llanuras de inundación, eliminando reflujos y zonas de lagunas que son áreas propicias para la cría de peces.

### 5.3 Impacto de las hidroeléctricas

Desde el punto de vista del medio ambiente, es importante cuantificar y considerar bien los impactos ambientales cuando se analizan todas las posibles fuentes de energía y se hacen los análisis económicos comparativos.

Además, en los análisis económicos debieran incluirse los beneficios socioeconómicos de una presa, ya que los mismos permanecen durante mucho tiempo.

En caso de que los beneficios no puedan ser cuantificados, deberán señalarse detalladamente en el reporte de evaluación a fin de que sean tomados en cuenta por las personas que hacen la toma de decisiones.

Los países en desarrollo que buscan fondos monetarios para financiar nuevos proyectos hidroeléctricos, se están poniendo de acuerdo con los países que tienen interés en hacer inversiones en el extranjero con la idea de obtener ganancias substanciales. Sin embargo, se critica que el mero objetivo de tener ganancias no dará incentivos para proteger las funciones ecológicas. En este sentido, se cree que la privatización puede descuidar impactos ambientales que son adversos en aquellos países en desarrollo que no tienen una legislación estricta para proteger su medio ambiente.

### 5.4 Impactos ambientales potenciales al clausurar una presa

Al poner fuera de servicio una presa es necesario hacer una evaluación del proceso en el cual se deben incluir los aspectos de seguridad, efecto al medio ambiente y evacuación de los sedimentos.

La evacuación de sedimentos sin control puede originar serios problemas ambientales, tales como el cambio en la ecología del río, depósito de finos en bancos de grava, incremento de la elevación del fondo del río y niveles de inundación. Asimismo, se altera la confluencia de los ríos tributarios y se produce la tendencia de aumentar el ancho de los ríos y de taponar las tomas de agua.

Por otro lado, el control del escape de sedimentos puede traer consigo algunos beneficios, tales como la salida de las gravas más gruesas, la basura de troncos y ramas, nutrientes, etc.; así como otros beneficios para los peces, la vida silvestre y las comunidades acuáticas.

### 5.5 Sustentabilidad de presas

Actualmente existe la convicción de que la vida en el siglo XXI debe basarse en sociedades que se desarrollen en forma sustentable.

La sustentabilidad económica, social y ambiental requiere de una estabilidad en la población y una restricción en el consumo de los recursos naturales. El momento en que se debe pensar acerca del futuro es ahora, ya que las actividades presentes pudieran conducir a daños irreparables.

Lo anterior significa una prudente planeación para tener un uso finito de la cantidad del agua. Nuestro reto, entonces, es promover y construir presas que técnicamente estén sanas, sean económicamente atractivas y aceptables política, social y ambientalmente.

Los elementos esenciales de los proyectos sustentables son: seguridad de las presas, optimización de las operaciones del embalse y utilización del equipo y estructuras hidroeléctricas. Estos aspectos se aplican tanto a proyectos nuevos como a los ya existentes.

La sustentabilidad de las presas se refiere a la rehabilitación de las cimentaciones y estructuras envejecidas, al manejo de los materiales naturales o hechos por el hombre que se han deteriorado, a la verificación de las operaciones hidráulicas en los vertedores y las obras de toma, y al monitoreo del comportamiento estructural para evaluar la seguridad y buen funcionamiento (en especial en aquellas presas diseñadas con criterios menos conservadores).

Las normas de seguridad de presas se refieren especialmente a la estabilidad de enrocamiento, al comportamiento por sismos y avenidas de inundación, así como al envejecimiento y rehabilitación de las mismas.

La sustentabilidad de los embalses requiere la retención de los volúmenes de almacenamiento controlando, para ello, la erosión aguas arriba, verificando la estabilidad de taludes del vaso, dejando pasar los sedimentos, manteniendo la calidad del agua y optimizando el uso del agua mediante una mejor predicción de los fenómenos meteorológicos aplicada a la operación del embalse.

Se debe, también, verificar el estado en el que opera la maquinaria de las presas, a fin de identificar la existencia de vibraciones y su origen, antes de que causen daño.

Una de las principales investigaciones que se hace para mitigar los impactos adversos al medio ambiente, se refiere a la operación de los proyectos con relación a los peces y la calidad del agua, así como la que maneja la prolongación de la vida útil mediante un mejoramiento continuo en la operación de la presa.

## 5.6 Solución a las demandas de agua y energía

Mientras que, por un lado las demandas del hombre aumentan en forma exponencial, las fuentes de agua potable son finitas y distribuidas en forma desigual en cuanto a

tiempo y espacio. Como consecuencia de esa mala distribución, 1,200 millones de personas no tiene acceso al agua y 2,000 millones no cuentan con los servicios sanitarios. Cerca de 12 millones de personas mueren anualmente por enfermedades relacionadas con el agua y otros tres millones por diarrea. La escasez del agua en países de bajos recursos puede ser también causa de conflictos internacionales cuando se pelea por los derechos del agua en zonas fronterizas.

El problema del aumento en la demanda de agua se puede resolver mediante uno de los siguientes procedimientos, o bien, una combinación de los mismos: 1) mejoramiento a los programas tecnológicos existentes, 2) decisiones políticas adecuadas, y 3) construyendo más presas.

1. Los programas tecnológicos incluyen: el aumento de la eficiencia en el uso del agua, mejoramiento en las prácticas de irrigación, uso eficiente de la energía en la desalinización, reúso del agua en la industria, uso de muebles sanitarios ahorradores de agua, manejo adecuado de los sedimentos en los embalses, recarga de pozos y acuíferos, bombeo de aguas subterráneas profundas que son renovables, y mayor aprovechamiento del agua salada en la agricultura.
2. Las acciones políticas son necesarias a fin de mejorar el uso del agua mediante sistemas de conservación, manejo adecuado de la demanda, reúso de aguas tratadas, aumento de la explotación de las aguas superficiales y subterráneas, rehabilitación y expansión de las presas existentes, transferencia entre embalses, y construcción de almacenamientos adicionales para aumentar su capacidad y controlar o explotar las avenidas máximas. En las etapas iniciales de planeación para nuevos suministros de agua, se debe poner especial cuidado en el manejo correcto de la oferta y la demanda del agua, así como en el precio de la misma.
3. Pueden pasar decenas de años antes de que el problema de la demanda de agua se pueda resolver sólo mediante programas tecnológicos y/o tomando decisiones políticas difíciles; consecuentemente, será necesario construir más presas.

Mientras que los países desarrollados están preocupados por la calidad del agua y el cuidado del medio ambiente, a los países en desarrollo les preocupa más la escasez del agua y la necesidad de aumentar sus alimentos. Más aún, los países industrializados ponen énfasis en mantener y mejorar las fuentes existentes de energía hidroeléctrica, mientras que los países en desarrollo, que carecen de energía suficiente y tienen un rápido crecimiento en su población, luchan por resolver el problema del aumento en la demanda de energía.

Consecuentemente, la mayoría de las nuevas presas que están en planeación y proyecto de construcción corresponden a países en desarrollo.

Desafortunadamente, para algunos de estos últimos países, como resultado de un alto crecimiento en su población, varios de los sitios adecuados para construir una presa se encuentran ya ocupados por asentamientos humanos.

## 5.7 Consideraciones pertinentes a la construcción de nuevas presas

La factibilidad técnica y la justificación económica para construir una presa ocupan, hoy en día, un segundo término con relación a las condiciones sociales, políticas y ambientales.

Así pues, cuando se propone la construcción de una presa grande, el primer paso debiera ser integrar los aspectos sociales y ambientales a la planeación nacional. Esto significa evaluar todas las alternativas de agua, alimentación y expansión de energía que son social y ambientalmente aceptables, a fin de determinar la alternativa de mejor costo.

Una porción de los beneficios en la producción de energía debiera dedicarse para crear un fondo destinado a proteger el ambiente, superar los sistemas de conexión del medio ambiente y mejorar la educación y cultura sobre la protección ambiental.

El proyecto de no construir una presa debiera incluirse en el análisis de alternativas, a fin de predecir lo que ocurriría si dicho proyecto no se lleva a cabo. Ese estudio debe tomar en cuenta todas las posibles acciones públicas y privadas que significarían no construir la presa. Esto permitiría a los proyectistas comparar los impactos ambiental, social y económico de las alternativas de proyecto, con el de no construir la presa.

Lo anterior significa que un estudio completo del impacto al medio ambiente debiera convertirse en un procedimiento convencional al momento de conceptualizar un proyecto, es decir, antes de finalizar el proyecto ejecutivo y empezar la construcción. La extensión de la investigación requerida, métodos y procedimientos a seguir, así como las conclusiones a las que se debieran llegar, dependerán de la experiencia práctica adquirida internacionalmente. Especial cuidado debiera ponerse a cualquier impacto adverso en la biodiversidad y/o en el hábitat de especies raras o en peligro de extinción.

El objetivo de construir nuevas presas acordes con el medio ambiente y el aspecto social, se puede lograr entendiendo las interacciones entre los organismos y su medio ambiente, así como estando más consciente de los efectos que producen las acciones del hombre con la biósfera.

Hoy en día, el enorme crecimiento que existe acerca del conocimiento humano significa que, para el desarrollo adecuado de un proyecto de suministro de agua, se requiere la participación de un conjunto de especialistas para acceder y utilizar ese conocimiento.

Así pues, la decisión de construir o no una nueva presa involucra no solamente ingenieros, gobernantes, propietarios, economistas y banqueros, sino también sociólogos, ambientalistas y los representantes de los fondos internacionales. El balance entre el desarrollo económico y la protección ambiental tiene que obtenerse directamente a través de la participación de todas las personas afectadas, ya que el impacto del desarrollo de proyectos de almacenamiento de agua sobre la gente local, puede ser muy significativo durante la construcción y operación del proyecto.

Para los ingenieros de proyecto hay cuatro aspectos que deberán tomarse muy en cuenta en el diseño de una presa: 1) optimizar los proyectos de la presa y el hidroeléctrico durante la planeación, como parte del desarrollo económico de la cuenca, 2) optimizar el tamaño del embalse para regular las avenidas, almacenamiento de las inundaciones y operación durante la sequía, 3) maximizar la vida del embalse mediante un buen diseño y medidas adecuadas durante la operación, y 4) control de la contaminación de la calidad del agua en el embalse y los efectos del agua que se desaloja en los niveles del agua subterránea y los terrenos aguas abajo de la cortina.

Las siguientes experiencias reportadas por ICOLD (1997) y el Banco Mundial (1991), pueden ser de gran utilidad como medidas para disminuir daños o problemas.

- Reubicación.
- Pérdida de tierra.
- Salud.
- Vida de los animales y plantas.
- Peces.
- Maleza acuática.
- Calidad del agua.
- Descomposición anaeróbica.
- Sedimentación.
- Hidrología aguas abajo.

### **Reubicación**

- De ser posible, evitar la reubicación, ya que resulta cara y difícil.
- Reducir el número de personas removidas mediante alguna modificación en el proyecto.
- Hacer el cambio rápido.

- Proporcionar una compensación económica durante el cambio.
- Mejorar las condiciones de vivienda y reducir el estado de pobreza.
- Utilizar una parte de las utilidades de la energía eléctrica generada en la reubicación.
- Cuando la reubicación no se pueda evitar, hacer que las condiciones de ésta sean atractivas.
- Preservar la integridad de la comunidad a fin de evitar problemas sociales y económicos.
- Asegurar que las personas desplazadas sean las más beneficiadas en un proyecto que obligue a la reubicación de gente.

### **Pérdida de tierra**

Minimizar dicha pérdida, seleccionando adecuadamente el sitio y el tamaño del proyecto.

### **Salud**

- Tomar las medidas preventivas y mitigadoras de enfermedades (por ejemplo, control de zancudos).
- Incorporar la salud pública dentro de los planes del proyecto.

### **Vida de los animales y plantas**

- Minimizar los efectos negativos localizando cuidadosamente el sitio del proyecto.
- Incluir el reemplazo de los terrenos silvestres por otras áreas equivalentes.
- Realizar misiones de rescate de animales silvestres.
- Construir canales y puentes que permitan el paso de los animales.

### **Peces**

- Ajustar la operación del proyecto de manera que favorezca la vida de los peces.
- Incrementar la probabilidad de sobrevivencia cuando pasan a través de las turbinas.

### **Maleza acuática**

Cosecharla para usarla como composta, biogás o comida para ganado.

### **Calidad del agua**

El control cuidadoso de la calidad del agua es fundamental para reducir el flujo proveniente de terrenos agrícolas, afluentes industriales y desperdicios municipales.

**Descomposición anaeróbica**

- Utilizar obras de toma a diferentes niveles.
- Predecir la ocurrencia de estratificaciones termales.
- Deshierbar y quitar el producto del desmonte antes del llenado del vaso.

**Sedimentación**

- Proteger el área de captación contra la erosión.
- Tomar las medidas necesarias para almacenar, desviar, compactar o dragar.

**Hidrología aguas abajo**

- Minimizar los daños aguas abajo a través de un control adecuado del agua que se libera.
- Utilizar obras de toma a diferentes niveles, a fin de controlar la temperatura del agua que se libera.

## 5.8 Lineamientos de la ICOLD (1997) para la construcción de nuevas presas

Estas guías hacen énfasis en la necesidad de evitar daños irreparables al medio ambiente, mitigar los impactos adversos, involucrar a las partes afectadas en la planeación y en el proceso de toma de decisiones, así como dirigir la evaluación del impacto ambiental en el momento en que se prepara el diseño del proyecto. Todos estos factores deben ser identificados por el propietario de cada proyecto.

Un resumen de estos lineamientos es el siguiente:

1. Considerar que el ambiente natural y social debe ser una parte integral en las etapas de planeación, diseño, construcción y operación. En el caso de presas, debieran considerarse alternativas de selección para el suministro de agua, que incluyan la de no construir la estructura.
2. Se requiere de un grupo de ingenieros y especialistas en el medio ambiente para que se aproveche al máximo la experiencia que se tenga en el desarrollo de un proyecto de suministro de agua.

3. Los grandes proyectos exigen una planeación integral al nivel de toda la cuenca del río, debiendo incluir estudios multidisciplinarios y completos.
4. La evaluación del impacto ambiental debe constituirse en una práctica cotidiana. Los proyectos deben cumplir con las tecnologías que contengan el estado del arte y los estándares relacionados al cuidado del medio ambiente. Los impactos adversos deben evitarse a través de alternativas de solución, modificaciones al proyecto o medidas mitigadoras.
5. Los análisis económicos del proyecto deben ser realistas y tomar en cuenta todos los impactos del medio ambiente social y natural, así como considerar todos los beneficios con fines varios que no producen entradas para el proyecto financiero. La vida de la presa debe fundamentarse en suposiciones reales acerca de la sedimentación en el vaso.
6. La reubicación de la gente debe mejorarse con especial cuidado, inteligentemente y con sentido político basado en una investigación social. Los costos relativos a la reubicación deben incluirse en los análisis económicos, pero manejados administrativamente en un presupuesto separado del de la construcción. Debe lograrse un mejoramiento en el nivel de vida de los pobladores afectados.
7. Debiera obtenerse un consentimiento del público e involucrar a los grupos más relevantes en el proceso de toma de decisiones. Una información objetiva y clara sobre el proyecto debiera estar dándose continuamente a los medios de comunicación, autoridades, comités locales y gente afectada, junto con sus representantes.
8. A fin de establecer los logros de las metas ambientales obtenidas, así como el alcance de las medidas de mitigación efectuadas, es muy recomendable realizar una auditoría del proyecto completo una vez que se termine la construcción. Los resultados de esa auditoría debieran publicarse como una contribución al conocimiento y experiencia que se pudiera aprovechar en proyectos futuros.
9. Tan pronto como un proyecto entre a la etapa de operación, se debe evaluar un impacto ambiental en intervalos regulares mediante la verificación de los parámetros claves. La idea de ello es tener un mejor entendimiento de la interacción del proyecto con el medio ambiente.

10. Existe una necesidad de hacer más investigaciones ecológicas en presas existentes. Las experiencias a largo plazo de su operación debiera captarse, procesarse, evaluarse y publicarse. Tales investigaciones pudieran ayudar a sentar las bases para establecer una colaboración interna con los científicos ambientalistas.

## 5.9 Ejemplos de compatibilidad de algunas presas con el medio ambiente

**Presa Lam Takhong, Tailandia.** Aquí se llevó a cabo un programa de mitigación que comprendió cuatro partes: a) esfuerzos previos a la construcción para tomar en cuenta el medio ambiente, b) evaluación de daños durante la construcción, c) mitigación de daños después de la construcción, y d) seguimiento y evaluación de los planes de mitigación.

**Twin Lakes, Colorado, USA.** Aquí todos los terrenos que rodeaban los lagos se compraron y se convirtieron en área de recreación pública. Los edificios históricos fueron protegidos y restaurados.

**Ridracoli, Italia.** La reforestación, conservación del medio, reconstrucción de antiguas casas, promoción social y programas económico y cultural de la región, permitieron que la presa allí construida se convirtiera como una parte integral del área, salvaguardándola y enriqueciéndola. Este proyecto se terminó en 1982 y cumplió con todos los objetivos:

- Proporcionar agua doméstica a más de un millón de personas.
- Producir 60 GWh de energía eléctrica cada año.
- Revertir el daño ecológico debido al abatimiento del agua subterránea.
- Restaurar el turismo de esa región históricamente muy rica.

## 5.10 Conclusiones

**Beneficios de las presas.** Por miles de años las presas han sido componentes claves en el desarrollo de varias civilizaciones. Hoy en día mas de 44,000 presas grandes resultan indispensables para asegurar el agua, alimentación y energía renovable, así como para el control de inundaciones e incremento del flujo de agua en los ríos durante

años secos, a fin de satisfacer las necesidades de la naturaleza. Los beneficios obtenidos de las presas debieran tener amplia difusión. Se requieren más presas para almacenar agua, siempre y cuando sean ambientalmente benéficas; social y culturalmente aceptables y económicamente justificadas.

**Impactos de las presas.** Diversas acciones del hombre a través de los tiempos han afectado negativamente el propio ambiente del hombre; estas acciones continúan hoy en día aunque en una escala mayor. El crecimiento económico continúa estrechando las relaciones entre los diferentes ecosistemas. Algunas presas han hecho que varios pueblos hayan sido desplazados y otras han causado daño al medio ambiente. Tales impactos negativos ya no pueden ser aceptados.

**Las presas en armonía con su medio ambiente.** La percepción al daño del medio ambiente y aceptación de la cantidad limitada de agua disponible, permiten reconocer los requerimientos mínimos de agua necesarios para satisfacer y sustentar el medio ambiente natural de los ecosistemas. La construcción de nuevas presas no debe suspenderse, ya que el suministro de agua y control de inundaciones resultan indispensables. El criterio para construir presas debe incluir el evitar daños irreparables al medio ambiente y mitigar los impactos adversos.

**Rol de los ingenieros.** La factibilidad técnica y justificación económica de un proyecto para una nueva presa son ahora secundarias en comparación con las consideraciones sociales, políticas y ambientales. La planeación ambiental de presas, aceptables socialmente y de atractivos varios, requiere la cooperación entre diversos especialistas: ingenieros, científicos, ambientalistas y financieros. Es obligación de los ingenieros, sin embargo, presentar información veraz y bien documentada.

Los ingenieros deben tener un entendimiento profundo de las consecuencias ambientales, sociales y económicas de los proyectos de nuevas presas propuestas, a fin de poder combinar los aspectos social y ambiental con la evaluación técnica y económica.

**Liderazgo de ICOLD.** Es importante que nuestra profesión siga las recomendaciones de la Comisión de Grandes Presas, complementando y apoyando el principio de que los estudios ambientales y sociales en la etapa de planeación de una presa tienen la misma importancia que los referentes a la seguridad de la obra. Los lineamientos de la ICOLD sobre la planeación, diseño, construcción y operación de una presa debieran seguirse al pie de la letra.

**Impactos ambientales potenciales de presas, bordos y proyectos hidroeléctricos.** Basándose en los boletines números 35 y 50 del ICOLD, las abreviaciones del USCOLD (United States Committee Of Large Dams) y la referencia del Banco Mundial: Environmental Assessment Sourcebook, vol. III, pp 69-73 (World Bank, 1991), se establecen las doce categorías de impacto ambiental enlistadas en el cuadro 11.1.

Cuadro 5.1 Impactos ambientales potenciales de presas, bordos y proyectos hidroeléctricos.

<b>Impactos en el medio ambiente</b>	
1	Efectos negativos ambientales debido a las actividades de construcción.
2	Pérdida de terrenos silvestres, vida animal y esteros, extinción de vida en plantas y animales, amenazas a especies en extinción.
3	Efectos de recuperación del flujo de nutrientes hacia aguas abajo.
4	Reducción de la actividad biológica aguas abajo; en zonas áridas con frecuencia se traduce en aumento en la cantidad de flora y fauna.
5	La reducción de las inundaciones aguas abajo puede resultar en un decremento para la agricultura, reducción en la recarga de los acuíferos y reducción en los depósitos de suelo a través de inundaciones naturales.
6	Impactos en la calidad del agua, necesarios para mantener la ecología aguas abajo.
7	Descomposición anaeróbica de la vegetación y producción de gases de invernadero (costos altos en la limpieza).
8	Degradación del medio ambiente debido al incremento en la demanda de terrenos, tales como los usados para la agricultura con riego, industrias y municipios.
9	Las presas constituyen obstáculos al paso de árboles, materiales en suspensión, hielo y barcos.
10	Pérdida de agua por evaporación.
11	Inducción sísmica.
12	Cambios morfológicos en el carácter de los ríos (volúmenes de flujo, amplitud y niveles del agua, etc.)
13	Los ríos se pueden secar.

<p><b>Flora</b></p>
<ol style="list-style-type: none"> <li>1 En climas extremos fríos, el impacto se limita a las inundaciones directas y a los cambios locales en los niveles freáticos.</li> <li>2 Las malezas (superficiales o sumergidas) pueden proliferar, especialmente en zonas tropicales.</li> <li>3 La vegetación prolífica impide la navegación y la pesca, afectando además las estructuras hidráulicas.</li> <li>4 El turismo puede afectar negativamente a la flora y fauna, es como generar problemas sociales.</li> </ol>
<p><b>Fauna</b></p>
<ol style="list-style-type: none"> <li>1 Acomodo de los anfibios, reptiles y aves a un nuevo ambiente.</li> <li>2 Migración de animales a nuevas áreas donde el nuevo equilibrio puede favorecer más a unas especies que otras.</li> <li>3 La variación inapropiada de la operación del embalse, con grandes cambios en los niveles del agua, puede amenazar a los peces cuando se secan criaderos someros y áreas productoras de comida.</li> <li>4 Introducción de nuevas especies de peces en los embalses.</li> <li>5 Destrucción de hueveros en área somera en los márgenes de los embalses debidos a la turbiedad originada por la erosión del suelo que produce el oleaje.</li> </ol>
<p><b>Aspectos sociales, culturales y económicos por el desplazamiento de personas</b></p>
<ol style="list-style-type: none"> <li>1 Reubicación de la gente que vive en la zona de inundación.</li> <li>2 Alteración de la privacidad en la vida de grupos o tribus indígenas.</li> <li>3 Destrucción de los tipos de vida y costumbres.</li> <li>4 Alteración social y disminución en el nivel de vida de la gente reubicada.</li> <li>5 Impactos en las comunidades que reciben a los desplazados.</li> <li>6 Migración no controlada de la gente que se interna al área de proyecto, gracias a los caminos de acceso y corredores de las líneas de transmisión.</li> <li>7 Migración de gente desplazada de zonas rurales a zonas urbanas.</li> <li>8 Pérdida de sitios históricos, culturales o especiales debido a las inundaciones.</li> <li>9 Efectos en el esparcimiento, pesca y calidad del agua hacia aguas arriba.</li> </ol>

- 10 Pérdida en valores estéticos y bellezas escénicas, tales como corriente de agua, cañadas y manantiales.
- 11 Flujo de trabajadores de la construcción. La interacción en las comunidades locales puede originar problemas de salud o de tipo social.
- 12 La fluctuación en los niveles del agua origina zonas desprotegidas de vegetación, así como polvo en zonas áridas.
- 13 Bloqueo de rutas y caminos.

### **Tierra**

- 1 Pérdida de tierras por efecto de la inundación: agrícola, de bosque, silvestres, ganadera o esteros.
- 2 Disminución de tierra de temporal, pero aumento de tierras de riego.
- 3 Salinidad de llanuras sujetas a inundación.
- 4 Intrusión salina en esteros.
- 5 Pérdida de suelos sueltos y erosión de bancos de préstamo.
- 6 Deslizamiento de taludes debido al hundimiento de las laderas y/o vaciados rápidos.
- 7 Aumento en la sismicidad y temblores inducidos por la carga de agua en los embalses.

### **Actividades de construcción de la presa**

- 1 Contaminación del agua y suelo.
- 2 Erosión del suelo.
- 3 Creación de áreas de préstamo y desperdicio.
- 4 Los caminos de acceso abren nuevas zonas.
- 5 Fuerza de trabajo. Aumentos explosivos de la población, nuevos asentamientos humanos mal distribuidos, aumento en la demanda de los recursos locales y servicios, apertura de nuevos mercados por los productos locales.

### **Sedimentación en los vasos**

- 1 La sedimentación en los embalses origina pérdida en la capacidad de almacenamiento.

- 2 La captura de nutrientes causa deficiencia de los mismos, aguas abajo.
- 3 Socavación en la rivera del río aguas abajo de la presa, debido al bajo contenido de sedimentos en el agua que se libera. Se tiene también menor reposición del suelo que se erosiona.
- 4 Tierras de baja calidad en las áreas de captación (debido a la deforestación) y limitación de tierras por el desarrollo agrícola, así como la entrada de aguas no tratadas provenientes de la industria y los municipios.
- 5 Salida de sedimentos captados contaminados, por ejemplo, con metales pesados.

### **Hidrología aguas abajo**

- 1 Cambio en los tipos de flujo.
- 2 Deficiencia de oxígeno, cambios en la temperatura del agua y su pH.
- 3 Salinación e intrusión del agua salada.
- 4 Cambios en el proceso de las mareas en esteros, como consecuencia del aumento en el contenido de limos.
- 5 Cambios en la calidad del agua.

### **Calidad del agua**

- 1 Cambios en la calidad del agua y sus propiedades, debido al flujo de agua salina.
- 2 Efecto en los cambios del nivel de aguas freáticas, elevación en la zona del embalse y abatimiento hacia aguas abajo. Estos cambios pueden también alterar la calidad del agua.
- 3 Proliferación de la maleza acuática en el embalse y aguas abajo, causando taponamientos e impidiendo la navegación al esparcimiento, pesca e irrigación.
- 4 Deterioro de la calidad del agua en el embalse debido a la putrefacción de la vegetación sumergida y al sulfato de hidrógeno; esto no ocurre en áreas con climas de invierno.
- 5 Deterioro de la calidad del agua debido a la escasez de oxígeno disuelto cerca del fondo del embalse. Ello resulta tóxico a los peces y puede conducir a la muerte de la vida acuática. Resulta también corrosión en las tuberías.

- 6 Rompimiento de redes de pesca debido a la vegetación sumergida dentro del embalse.
- 7 Desoxigenación (especialmente en los niveles lejos del embalse) debido a los árboles y otros vegetales sumergidos, con alto contenido de materia en estado de descomposición.
- 8 Los peces aguas abajo pueden morir debido al exceso de oxígeno y nitrógeno.
- 9 La estratificación térmica en embalses profundos (debido al calentamiento y enfriamiento de la capa superficial) puede originar la salida de agua de baja temperatura en las obras de toma de niveles bajos. Lo anterior perjudica a los peces y afecta el suministro de agua doméstica e industrial.
- 10 La contaminación de embalses por animales y gentes, debido a los afluentes industriales, o bien, escape de metales pesados debido al alza y baja de los niveles freáticos contaminados.
- 11 La agricultura en los márgenes del embalse, o bien, puede introducir pesticidas, afectando la vida de los peces.
- 12 La evaporación en zona árida aumenta la salinidad, cloruros, carbonatos y sulfatos.
- 13 El hielo puede impedir la aireación propia. La deficiencia de oxígeno ocurre rara vez en climas fríos extremos.

### **Barreras contra mareas**

- 1 Reducen el flujo y la socavación por marea.
- 2 La formación de barras afecta la navegación.
- 3 Los regímenes de agua fresca y salada pueden cambiar de una situación estratificada a una mezclada, o viceversa, lo cual puede afectar la vida acuática y el depósito de finos.
- 4 Los cambios en los tipos de olores naturales pueden afectar la flora y la fauna en la zona de mareas.
- 5 El drenaje aguas arriba y los escurrimientos de agua fresca pueden requerir bombeo; incluso, necesitar el tratamiento de aguas residuales. Se pueden requerir compuertas para la navegación, pesca y paso de los deshielos.

<b>Clima</b>	
1	Los grandes almacenamientos producen microclimas debido al almacenamiento del frío y el calor, y pueden originar cambios en los patrones de lluvia local.
2	Formación de neblina en la mañana y durante el invierno debido a los cambios climáticos.
3	Los almacenamientos someros pueden mostrar capas más gruesas de neblina en los días fríos.
4	El aumento de la humedad local y la neblina pueden crear hábitats favorables a insectos, tales como zancudos, tse tse, etcétera.
5	Los almacenamientos en climas fríos tienen poco efecto debido a la presencia de muchos lagos naturales.
<b>Salud humana</b>	
1	La salud es afectada por la diseminación de las enfermedades relacionadas al agua y los cambios en el medio ambiente, o bien, por los cambios de gente y nuevos asentamientos humanos.
2	En regiones calientes y húmedas los parásitos endémicos encuentran un mejoramiento propicio para su hábitat, tal es el caso de la malaria, equistosomiasis, filariasis y oncocercosis, así como la fiebre de tifoidea, hepatitis viral y otros varios parásitos y enfermedades infecciosas.
3	La salud de los trabajadores y la gente de poblaciones vecinas pueden poner en peligro el ambiente social y económico.

## Referencias

ICOLD, (1997), -Committee on Public Relations, Benefits and Concerns About Dams- An Argumentaire.

ICOLD, (1997), Status of Dam Construction in 1995, Circular Letter No 1466, January.

ICOLD, (1997), Statical tables-Mexico, World Register of Dams.

ICOLD, (1997), Position Paper on Dams and Environment, 2nd printing, May.

Veltrop, J. A. (1998). Environmental impacts of dams and seservoirs. Presas de Almacenamiento, Conferencia Internacional, Sociedad mexicana de Mecánica de Suelos., 1-11.

World Bank-Environment Department, (1991), Environmental Assessment Sourcebook, volumenes II & III. Also, subsequent Updates.

# 6. PRINCIPIOS DE GEOLOGÍA APLICADA

Sergio Raúl Herrera Castañeda

## 6.1 Introducción

Aunque existen otros factores que influyen en la selección de un sitio para la construcción de una presa, quizá los más importantes son los geológicos.

La geología estudia los suelos y rocas que constituyen el sitio, su distribución en el espacio, los fenómenos tectónicos, erosivos y de alteración que los han afectado a través del tiempo, así como sus propiedades físicas e hidráulicas que los caracterizan.

La geología ubica en el tiempo y en el espacio los distintos fenómenos que han influido en el desarrollo morfológico de una región; todo esto es necesario para que el ingeniero se forme un panorama completo de los problemas que se pueden presentar durante la construcción y operación de una presa, y anticipar así las soluciones más adecuadas.

Cuando se desconocen los problemas geológicos que afectan un sitio éstos se transforman, por lo general, en elementos que provocan atrasos en los programas de construcción, incremento en los costos de la obra y, en algunas ocasiones, hasta implica la pérdida de vidas humanas.

Una presa modifica las condiciones de equilibrio natural de la región, tanto aguas abajo como aguas arriba de la cortina. Se modifica el régimen de flujo de agua subterránea, el estado de esfuerzo local y regional, y los suelos y las rocas que son cubiertos por el embalse presentan variaciones en su comportamiento. Estos cambios deben ser anticipados, estudiados y analizados por el ingeniero para decidir la forma segura y funcional de construir la obra.

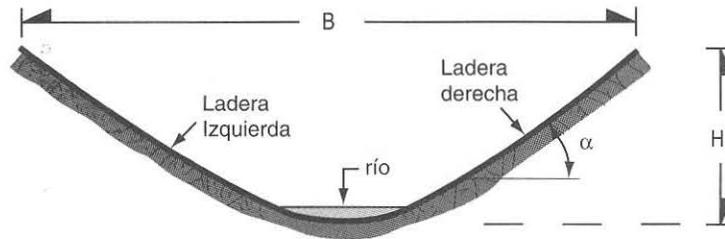
Debido a lo anterior, los estudios geológicos aplicados a la construcción de una presa se desarrollan en varias etapas, cada una de las cuales avanza y profundiza más en el conocimiento geológico del terreno.

## 6.2 Factores que influyen en la selección de un sitio

En la selección de un sitio para la construcción de una presa influyen varios factores. Desde el punto de vista geotécnico son tres los que se interrelacionan: El topográfico, el geológico y el relacionado con los bancos de materiales disponibles en la región para construcción de la estructura.

### 6.2.1 Topográficos

La forma de la boquilla y el tipo de roca que formará la cimentación son parte determinante en la selección del tipo de presa y sus dimensiones. Las boquillas se clasifican, desde el punto de vista topográfico, en tres grupos (figura 6.1):



Gargantas:  $B/H < 3$ , pendiente de las laderas  $\alpha = 35^\circ$  a  $70^\circ$

Valles angostos:  $B/H = 3$  a  $5$ , pendiente  $\alpha = 35^\circ$  a  $18^\circ$

Valles amplios:  $B/H > 6$ , pendiente de las laderas  $\alpha < 18^\circ$

Figura 6.1 Tipos de boquillas.

- Gargantas, cuando la relación ancho de la boquilla  $B$  y altura  $H$  es inferior a 3.
- Boquillas angostas, cuando la relación  $B/H$  varía entre 3 y 5.
- Boquillas amplias, cuando la relación  $B/H$  es superior a 6.

En gargantas y boquillas muy estrechas por lo general las presas de arco se adaptan bien, siempre y cuando la roca en los empotramientos sea capaz de soportar los esfuerzos transmitidos por la estructura con poca deformación.

En boquillas angostas (figura 6.2) se han construido presas de arco, con la misma condición de que la roca sea competente. También se han construido presas de tipo gravedad y de contrafuertes. Las presas de materiales graduados son difíciles de adaptar en estas boquillas; cuando se construyen en ellas se requiere de un diseño muy especial del cuerpo de la cortina y de los materiales empleados.

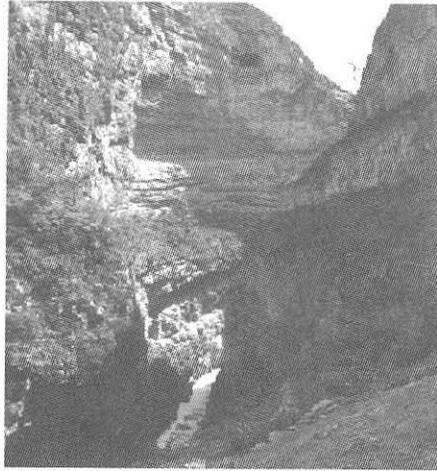


Figura 6.2 Boquilla angosta en rocas calizas en el cañón del Infiernillo, Hidalgo, inmediatamente aguas debajo de la presa Zimapán.

En las boquillas amplias (ver figura 6.3), prácticamente se puede construir cualquier tipo de presa, excepto las de tipo arco. En estas boquillas el tipo de presa está gobernado, principalmente, por la geología del sitio y los materiales de construcción disponibles.



Figura 6.3 Boquilla amplia en rocas ígneas extrusivas, río Santiago, Nayarit, sitio de la presa Aguamilpa antes de su construcción.

La topografía que mejor se adapta a la construcción de una presa de tipo rígido, como son la de arco o de gravedad, es aquella en que las laderas convergen hacia aguas abajo. Esto permite que los esfuerzos transmitidos al terreno sean mejor soportados por el macizo rocoso ubicado aguas abajo.

Cuando las laderas divergen hacia aguas abajo, o cuando la cortina se localiza muy cerca de un cambio de dirección del río, existe la posibilidad de que no haya suficiente terreno aguas abajo para soportar los empujes transmitidos, o bien, se facilite el deslizamiento de grandes bloques de roca delimitados por fracturas y planos de estratificación (figuras 6.4 y 6.5).

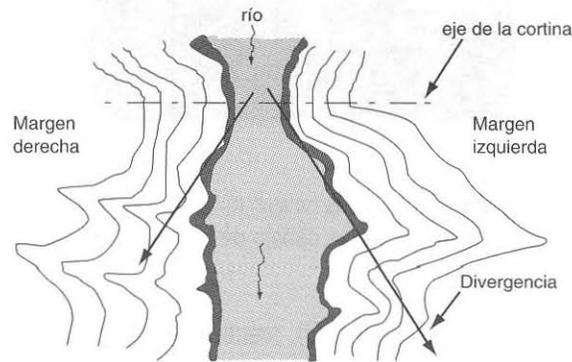


Figura 6.4 Topografía divergente hacia aguas abajo.

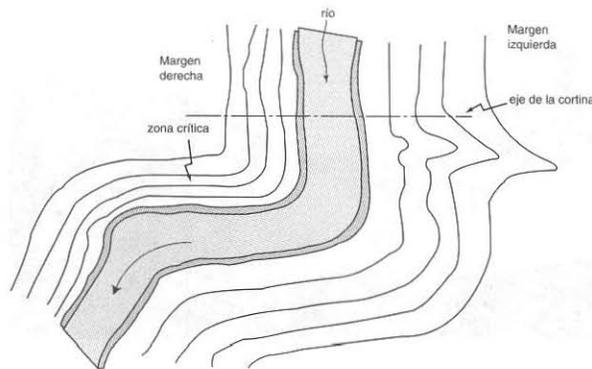


Figura 6.5 Cambio de dirección del curso del río aguas abajo del eje de la presa.

Las presas de tipo deformable se pueden adaptar, prácticamente, a cualquier tipo de topografía. La forma y tamaño de la boquilla tienen influencia en el diseño de las demás obras que constituyen el proyecto completo. La topografía influye en el procedimiento de construcción, ya que determina la cantidad de equipo que puede entrar al sitio para suministrar y colocar los materiales necesarios.

El mejor sitio para la construcción de una presa es aquel donde se obtiene el más bajo costo de la obra y que permita realizarla en el menor tiempo posible; sin embargo, otro aspecto necesario a considerar, es el de las obras que acompañan a la presa, como son el vertedor de excedencias, la obra de desvío y la de toma.

Estas obras, generalmente, no presentan las mismas condiciones topográficas y geológicas para la cimentación y construcción, por lo que la obra más cara es la que influye en la decisión del sitio final del proyecto.

Las gargantas y boquillas muy estrechas permiten que el volumen de concreto de las presas de arco o gravedad sea el mínimo. Para una presa de materiales graduados, el volumen no es el aspecto decisivo ni más importante, sino que depende de la rapidez con que el equipo de construcción se pueda mover en el sitio para la colocación de los distintos materiales, por lo cual las boquillas amplias son siempre mejores.

### **6.2.2 Geológicos**

Las condiciones geológicas de cimentación de una presa deben ser tales que garanticen la estabilidad y funcionalidad de la obra, a corto y largo plazos; esto también vale para las demás obras anexas que la acompañan.

Las rocas y suelos de cimentación deberán ser capaces de soportar las cargas impuestas por la estructura y el embalse, sin que sus propiedades se deterioren de manera importante a través del tiempo o, al menos, durante su vida útil.

Una vez que se conocen con cierto detalle las características geológicas del sitio, se efectúan las modificaciones al proyecto inicialmente concebido, y de su análisis se derivan las acciones correctivas y tratamientos del terreno de cimentación.

La geología influye tanto en la decisión de construir o no una presa en un sitio dado, como en el arreglo general de las obras y el procedimiento constructivo. Desde la etapa inicial de planeación hasta que la obra está en construcción, se producen cambios y adaptaciones al proyecto por condiciones geológicas, esto se debe a que es imposible conocer todos los detalles litológicos y estructurales por anticipado, por lo que es importante realizar los estudios de exploración geológica en forma exhaustiva y detallada en el sitio del proyecto.

### 6.2.3 *Materiales de construcción*

En principio, cualquier tipo de roca o suelo que no sea soluble y con propiedades estables puede servir para la construcción de una presa deformable; sus propiedades mecánicas gobernarán la geometría de la cortina y, además, la cantidad y localización de los bancos de préstamo disponibles influirán en el costo y tiempo de colocación.

Las presas deformables son construidas con materiales granulares y finos, las gravas y arenas pueden ser extraídos de los playones y terrazas de aluvión fluvial, y de canteras de roca los fragmentos mayores. Los materiales finos impermeables, productos de la alteración y erosión de las rocas, se extraen de los depósitos de arcilla residual y de pie de monte.

Para la construcción de presas de concreto, los aluviones empleados en su fabricación no deben contener altos porcentajes de mineral reactivo con los álcalis del cemento. Cuando los agregados del concreto se obtienen a partir de la explotación de bancos de roca, también se investiga este aspecto. La roca explotada debe ser sana y dura, que produzca partículas equidimensionales, angulosas, que no contenga minerales arcillosos o reaccionen con los álcalis. Las rocas que se pueden emplear son basaltos, granitos, cuarcitas, calizas y areniscas de estratificación gruesa y cementadas, riolitas y dioritas. Se trata de evitar, sobre todo, aquellas rocas que produzcan fragmentos de forma tabular, tales como las pizarras, areniscas laminadas, lutitas duras y filitas.

Las propiedades físicas de las arenas, gravas y fragmentos de roca varían notablemente por la mineralogía y su litología, pero también por la alteración que pueden sufrir durante su explotación, transporte y colocación hasta el sitio de la obra.

El macizo de roca para la obtención de material de enrocamiento debe estar poco fracturado; en rocas sedimentarias la estratificación debe ser de preferencia gruesa para obtener los tamaños de bloques que necesita un enrocamiento. La roca debe resistir, sin alterarse, los cambios de humedad debido a las variaciones del nivel del embalse o por las condiciones climatológicas. Las rocas que menos resisten los cambios de humedad son todas aquéllas que contienen minerales arcillosos, las rocas clásticas mal cementadas y las que presentan cierto grado de alteración.

## 6.3 Tipos de rocas

Las rocas se clasifican en ígneas, sedimentarias y metamórficas. En los cuadros 6.1, 6.2 y 6.3 se muestra la clasificación de cada grupo.

### 6.3.1 Rocas ígneas intrusivas

Las rocas ígneas intrusivas se caracterizan por su textura granular, estructura masiva y composición relativamente homogénea. En estado inalterado son esencialmente resistentes y durables, con suficiente capacidad para soportar cualquier carga que le sea transmitida.

En algunas ocasiones, sin embargo, pueden estar fuertemente afectadas por alteración meteórica o por ataque químico de fluidos hidrotermales, sobre todo, en zonas fracturadas, las cuales son frecuentes en rocas tales como el granito, la diorita y los gabros. En estas zonas el material puede llegar a estar reducido a arena y arcilla.

En las regiones húmedas tropicales, los valles formados en granito están cubiertos por suelos residuales que pueden alcanzar profundidades de más de 40 metros.

La roca sana sólo se encuentra expuesta en el fondo de los cauces, donde las corrientes fluviales erosionan constantemente el terreno.

En estos sitios es necesario determinar la profundidad del intemperismo y las propiedades ingenieriles de los productos alterados. El producto de la alteración de las rocas intrusivas tiene un alto contenido de arcilla. La mineralogía de la arcilla resultante depende de la composición original de la roca. En el caso de los granitos, generalmente la arcilla es de tipo caolinítico; mientras que en la diorita y el gabro suele ser montmorillonítico, con características expansivas.

Los granitos al alterarse producen un material arenoso constituido por granos de cuarzo, ortoclasa alterada y mica empacados en arcilla de baja plasticidad (caolín) y con permeabilidad comparable a la de una arena de grano medio.

Las juntas en las rocas intrusivas a menudo son bastante regulares en dos o más familias, las cuales se interceptan con fuerte buzamiento. Las juntas de exfoliación en los granitos tienden a ser aproximadamente paralelas a la superficie topográfica, siendo un elemento débil en las laderas y empotramientos de una presa; si estas juntas no son tratadas de manera adecuada, pueden además permitir la fuga de grandes cantidades de agua y ocasionar que se desarrollen presiones hidrostática aguas abajo de la presa, suficientemente altas para levantar las capas de exfoliación del granito (figura 6.6).

Cuadro 6.1 Clasificación de rocas ígneas.

Profundidad de formación - textura - estructura	Color claro		Color oscuro	
	+ Cuarzo	- Cuarzo	+ Cuarzo	- Cuarzo
Grano grueso, medio, fino (textura granítica) (Formadas a profundidades considerables* en diques de profundo asiento, batolitos, chimeneas y lacolitos.)	Granito + O, H Granodiorita + P, M Granito porfiroide Pegmatita Monzonita cuarcífera P,O,B,H	Monzonita P,O,B,H, (Aplita monzonítica, pegmatita monzonítica)	Cuarzo diorita o dioritacuarcífera P, B, H, ± X	Diorita P, B, H, ± X Gabro P, + X, + H Peridotita ± P, + X, - - X
Grano medio a fino (formadas a profundidades moderadas** en diques y mantos)	Granito porfiroide	Monzonita porfiroide		Diorita porfiroide Diorita aplítica Dolerita (diabasa) + X, P, algo de B, y augita
Grano muy fino a vítreo, clástico vítreo, porfírico o vesicular (formadas en la superficie, diques, taponés, depósitos de cenizas)***	Compacta	Felsitas (vitreas)	Obsidiana (vítrea)	Andesita +P (elsita vítrea)
		Riolita + O, B, H		
	Brecha volcánica		Basalto (vesicular) +P, X	
Piroclástica	Pómez, ceniza volcánica, toba volcánica			

Símbolos:      O = Feldespato ortoclasa;      P = Feldespato plagioclasa;      B = biotita;  
                   M = mUscovita;                    H = hornablenda;                    X = piroxeno.

- + indica predominio del mineral
- ± quiere decir que el mineral puede o no puede existir
- indica la falta de ese mineral

- \* También denominadas rocas "plutónicas, intrusivas o abisales"
- \*\* También denominadas rocas "hipoabisales"
- \*\*\* También denominadas rocas "volcánicas o extrusivas"

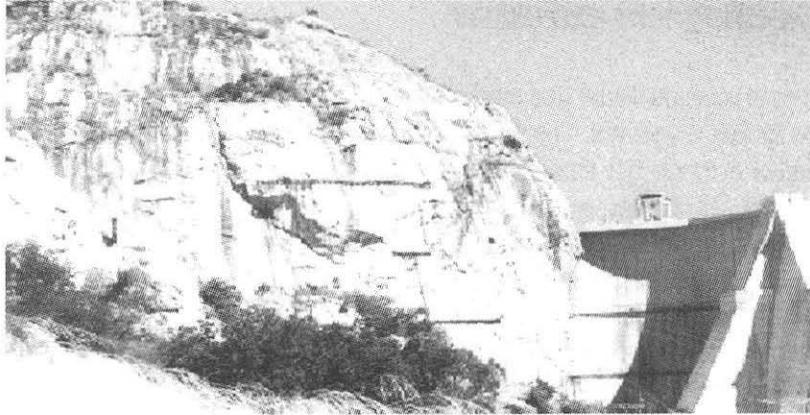


Figura 6.6 Domo de granito exfoliado, margen derecha de la presa Huites, Sinaloa.

Es muy frecuente que las rocas intrusivas con forma de dique (ver figura 6.7) estén alteradas, aun a mucha profundidad, a veces por intemperismo y en otras ocasiones por hidrotermalismo. Esta alteración se presenta a partir del contacto con la roca encajonante y alcanza espesores que van desde unos cuantos centímetros hasta el espesor total del dique. El producto de la alteración es arcilla.



Figura 6.7 Dique de diorita con intenso fracturamiento normal al plano del intrusivo y contactos alterados a arcilla.

### 6.3.2 Rocas ígneas extrusivas

La edad es el principal factor que influye en las propiedades mecánicas e hidráulicas de las rocas ígneas extrusivas. Los depósitos de lavas y rocas piroclásticas mejoran sus propiedades a través del tiempo debido a la acción de procesos de cementación y compactación, los cuales van modificando su textura y estructura originales.

Los depósitos volcánicos de edad geológica reciente han demostrado ser bastante engañosos, porque presentan propiedades mecánicas y estructurales que no pueden ser generalizadas a todo el depósito.

A menudo forman secuencias anisotrópicas muy marcadas, en las cuales las lavas, piroclastos y flujos de lodo se encuentran intercalados en forma errática y pueden originar problemas de asentamientos diferenciales, deslizamientos o filtraciones importantes a través de los contactos y capas débiles.

Durante los periodos prolongados de inactividad volcánica, el intemperismo produce suelos que después son cubiertos por otros derrames de lava; estos suelos poseen generalmente baja resistencia al esfuerzo cortante.

Los derrames de lava pueden ser de espesor delgado, o bien, muy irregulares. Por lo general, tienen patrones bien desarrollados de diaclasas poligonales de enfriamiento (ver figura 6.8), textura vesicular y también pueden contener conductos, cavidades y, aun cavernas en su interior.



Figura 6.8 Derrame de riolita con estructura columnar sobreyaciendo a tobas de menor resistencia.

Las rocas piroclásticas presentan una amplia variación de resistencia y permeabilidad. Su comportamiento mucho depende del grado de cementación, por ejemplo: las brechas volcánicas pueden poseer una buena resistencia para soportar grandes cargas y también poseer baja permeabilidad; en contraste, las tobas y las cenizas volcánicas invariablemente son de baja resistencia y a menudo de alta permeabilidad. Las cenizas volcánicas que nunca han estado saturadas son materiales metaestables y exhiben un decremento importante en su relación de vacíos cuando se humedecen, provocando asentamientos abruptos en las cimentaciones. Las tobas y cenizas volcánicas con mucha frecuencia están asociadas a problemas de deslizamientos de laderas, en especial las tobas de origen basáltico por su alto contenido de montmorillonita.

Las brechas y tobas se depositan formando capas o seudoestratos (ver figura 6.9). En esta estructura seudoestratificada, los planos son bastante irregulares, su continuidad es difícil de asegurar y entre una capa y otra suelen encontrarse suelos fósiles que representan capas débiles y de alta permeabilidad.

Cuando una lava se enfría rápidamente, se produce una roca vítrea, tal como la obsidiana. El vidrio es un material metaestable y con frecuencia se altera más rápido que otras rocas volcánicas que la cubren, formando paquetes de material débil y erosionable.



Figura 6.9 Depósito de tobas seudoestratificadas de alta resistencia.

El fenómeno de tubificación de la cimentación de una presa suele presentarse en este tipo de rocas cuando son sometidas a altos gradientes hidráulicos.

Por lo general, la resistencia a la compresión uniaxial en andesitas y riolitas es elevada, mayor de 500 kg/cm<sup>2</sup>, y en algunos basaltos sanos pueden tenerse resistencias hasta de 2,000 kilogramos por centímetros cuadrados.

### 6.3.3 Rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias más abundantes son: las de textura clástica y la cristalina. Al primer grupo pertenecen los conglomerados, areniscas, limolitas y lutitas; mientras que al segundo las calizas, dolomitas y las de origen evaporítico que contienen cantidades importantes de minerales, tales como el yeso, halita y calcita.

Conglomerados y areniscas. Con relación a los conglomerados y areniscas, sus propiedades mecánicas dependen de varios factores como son: cantidad de cementante o matriz que contienen, porosidad, composición mineralógica de los clastos, grado de compactación y alteración de la roca, contenido de agua y edad de la roca.

Las rocas recientes poseen menor resistencia mecánica que las antiguas; el tiempo mejora las propiedades mecánicas de estos depósitos permitiendo que los procesos de litificación, como son la compactación y cementación, actúen sobre los sedimentos.

Los problemas que presentan las rocas areniscas en las obras de ingeniería están, generalmente, asociados a la intensidad de fracturamiento y plegamiento a que fueron sometidas y a la presencia de planos de estratificación (ver figura 6.10).



Figura 6.10 Areniscas en estratos delgados.

Con frecuencia las areniscas se encuentran interestratificadas con estratos de lutita, que poseen baja resistencia al esfuerzo cortante y alta deformabilidad.

En rocas areniscas jóvenes se puede presentar el fenómeno de tubificación cuando la cantidad de cementante y el grado de compactación son bajos. También, son susceptibles de disgregación y fácil alteración meteórica, poseen baja resistencia a la compresión y son altamente deformables.

La permeabilidad en las areniscas y conglomerados es de tipo secundario, debido a fracturamiento. La resistencia mecánica de estas rocas varía dependiendo de los factores anotados antes. Existen desde areniscas y conglomerados recientes con resistencia a la compresión, de 20 a 25 kg/cm<sup>2</sup>, hasta rocas de edad triásica que alcanzan los 1,800 kilogramos por centímetros cuadrados.

Los tipos de arenisca pueden variar desde micáceas finamente laminadas a variedades de estratificación gruesa. Más aún, pueden presentar estratificación cruzada.

Los conglomerados pueden estar constituidos por fragmentos de un solo tipo de litología (oligomícticos), o por fragmentos de diversas litologías (polimícticos).

Con excepción de las variedades arcillosas, las areniscas y conglomerados antiguos no son de fácil alteración. El peso volumétrico y especialmente la porosidad, están influenciados por la cantidad de cementante o de matriz que ocupa los poros. La resistencia a la compresión depende de su porosidad, cantidad y tipo de cementante o de matriz y de la composición mineralógica de los granos individuales. El agua en los poros juega un papel muy significativo en sus características de deformación, así como en su resistencia a la compresión. La resistencia en seco se puede reducir de un 30 a 60% al saturar la roca.

Con frecuencia las capas de arenisca y lutita están interestratificadas. Las cimentaciones, en tales secuencias, pueden dar problemas por baja resistencia al corte, asentamiento y rebote elástico. La magnitud de estos problemas depende de las características de las capas de lutita.

**Lutitas y limolitas.** Las lutitas y limolitas son rocas constituidas por sedimentos de grano fino, arcillas y limos, respectivamente. No hay una clara distinción entre lutitas y limolitas cuando están juntas; sin embargo, las lutitas se caracterizan por su laminación. Las lutitas pueden contener apreciables cantidades de carbonato de tal forma, que pasan a clasificarse como calizas arcillosas. Las lutitas carbonosas se formaron lentamente bajo condiciones anaeróbicas y son ricas en compuestos de azufre, como la pirita.

La mineralogía de las lutitas está constituida principalmente por cuarzo, arcilla, mica y clorita, en primer término, y feldespatos, calcita, pirita, hematita y limonita en menores cantidades. El contenido mineral influye en las propiedades geotécnicas de la

Cuadro 6.2 Clasificación de rocas sedimentarias.

Trama (textura)	Componentes esenciales	Características e identificación	Nombre de la roca
Clásicas  (detriticas)	Materiales volcánicos (Piroclásticas)	Frag. > 32 mm Partículas < 4mm	Aglomerado. Brecha Toba
	Gravas Rocas, frag. Minerales	Trozos de abrasión > 4 mm > 50%, arcilla < 25% Trozos de angulosos > 4 mm > 50%, arcilla < 25% Del orden de tamaños grandes, por lo general sin clasificar, matriz de arcilla, a veces de arena, pero generalmente en mayor cantidad que los frag.	Conglomerado Brecha
	Frag. rocas y arcillas	Partículas < 4 mm > 1/16 mm > 50 %, arcilla 25% Calcita > 50 %, arcilla < 25 %	Tillita o till
	Arenas: Granos de calcita detritica Limos Minerales de las arcillas	Partículas < 1/16 mm > 50 %, arcilla < 25 %, compactadas o estratificadas  Arcilla > 25%, compactada a estratificadas. En su mayor parte arcillas y sericita, recristalización incipiente. Arcillas de montmorilonita, 75% Arcillas de caolinita, 75%	Arenisca, arcosa, cuarcita, grauwacka Caliza Limolita Arcilla compacta Arcilloita
Arcillas y calcita	Grano muy fino; carbonatos 25 -75 %	Bentonita Caolín	
Cristalinas	Calcita	Carbonatos > 50% de los cuales calcita > 50% Basta a mc., compacta Fina a mc., porosa, firme Desmenuzante	Caliza Greda
	Calcita y arcillas Carbonatos Dolomía Calcedonia	Grano muy fino; calcita 25 - 75 % Carbonatos > 25%, compacta a terrosa Carbonatos > 50%, de los cuales dolomía > 50%, de gruesa a fina, compacta. Calcedonia > 25%, mc. a crc., fractura concoidea, compacta.	Marga, margolita Caliche Dolomía Silex de calcedonia
Amorfas	Ópalo	Ópalo >50%, masiva a faseada, compacta	Ópalo, silex opalino, pedernal
	Carbón amorfo	Fibroso, esponjoso o compacto, restos de plantas >50%, pardo-negruzco	Carbón
Biofrag- mentarias	Conchas calizas Caparazones de diatomeas** Cap. de foraminíferos** Estructuras de algas** Estructuras de corales** Restos de plantas parcial o totalmente carbonizados	Conchas enteras o fragmentarias >50% Caparazones de diatomeas >50%  Caparazones de foraminíferos >50% Estructuras de algas >50% Esqueletos de corales >50% Pardos o negros, esponjosos o compactos, los restos de plantas son fácilmente visibles Negros, masivos o fajeados, compactos, de apariencia casi metálica  Pardos o negros, fibrosos o compactos	Lumaquela Diatomita. Tierra de diatomeas Caliza de foraminíferos Caliza de algas Caliza coralina Turba  Hullas y carbones bituminosos o antracíticos Lignitos

\* De acuerdo con R. C. Mielenz.

\*\* *Caparazones* son las coberturas protectoras de algunos invertebrados. Los *foraminíferos* poseen armazones diminutos, pluricelulares, con numerosos agujeros o poros. Las *algas* son plantas acuáticas unicelulares. El *coral* tiene un esqueleto sólido secretado por pequeños invertebrados, constituido por carbonato de calcio procedente de invertebrados pequeños. Las *diatomeas* son plantas microscópicas que segregan materiales silíceos.

Abreviaturas empleadas en el cuadro: frag. – fragmentos; mc – microcristalino; crc. – criptocristalino; > mayor que o más de; < menor que o menos de.

lutita, pero el factor más importante es la relación entre el cuarzo y la arcilla. La roca lutita se encuentra frecuentemente con capas de yeso, mineral que aparece intercalado entre los estratos y representa zonas más débiles que las mismas lutitas.

Las lutitas pueden dividirse en dos grupos: cementadas y compactadas. Las cementadas son invariablemente más duras y resistentes que las compactadas, sobre todo cuando el cementante es carbonato de calcio.

Rocas lutitas con bajo grado de compactación se disgregan completamente después de varios ciclos de secado y saturación. La compactación de la roca depende de su porosidad, relación de vacíos, densidad, composición mineral y distribución del tamaño de los granos. También influye la forma de sedimentación, la carga litostática, la historia tectónica y los efectos diagenéticos.

Las lutitas bien cementadas y no alteradas presentan menos problemas para la cimentación de grandes estructuras, porque sus propiedades de resistencia y de deformabilidad son mejores que las compactadas. Sin embargo, debido a que poseen menor resistencia al esfuerzo cortante y módulo de deformabilidad que el concreto, provocan un comportamiento insatisfactorio en cimentaciones para presas de tipo rígido.

El problema de los asentamientos en las lutitas, generalmente se resuelve reduciendo el esfuerzo transmitido al terreno. Esto se logra aumentando la superficie de contacto de la base de la estructura. Algunos casos de asentamientos diferenciales importantes se han resuelto diseñando estructuras articuladas capaces de absorber los movimientos diferenciales sin que resulte dañada la obra.

El principal problema de las lutitas es la estabilidad de las laderas durante y después de la construcción. Este problema es especialmente importante cuando las capas de la formación están inclinadas hacia el valle (ver figura 6.11), y cuando las rocas contienen minerales arcillosos expansivos.



Figura 6.11 Lutitas alteradas con estratificación buzando hacia la excavación.

**Calizas.** Las rocas carbonatadas son aquéllas que contienen más del 50% de minerales carbonatos, entre los cuales predominan la calcita y la dolomía. La greda es un tipo particular de caliza de tipo blando.

La edad de las calizas influye en sus características de resistencia y deformabilidad. La densidad se incrementa con la edad, mientras que su porosidad se reduce.

Las calizas de estratificación gruesa y relativamente libres de cavidades de disolución o carst son excelentes rocas para cimentación y construcción, en general (ver figura 6.12). Por otra parte, las calizas de estratificación delgada y plegadas, o con cavernas cársticas presentan serios problemas. Cuando los estratos están separados por capas de lutita o arcilla y están inclinados hacia el río o una excavación, se producen deslizamientos a través de los planos de lutita. Las cavidades producidas por disolución, por lo general, están interconectadas originando en el terreno alta permeabilidad.

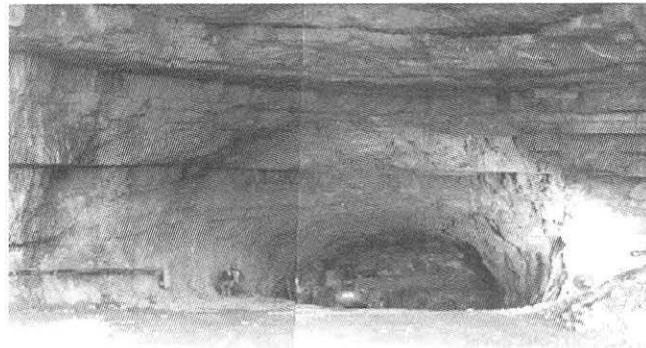


Figura 6.12 Excavación de un túnel en calizas de estratificación gruesa.

Las calizas de estratificación gruesa y masivas, con frecuencia presentan fallas y fracturas que han estado sujetas a distintos grados de disolución. Ésta puede desarrollarse, sobre todo, en las intersecciones y convertirse en oquedades y galerías subterráneas de gran tamaño. El tamaño, forma, abundancia y extensión de la carsticidad dependen de la estructura geológica y la presencia de capas intercaladas impermeables.

Las cavidades individuales pueden estar abiertas o rellenas de arcilla, limo, arena o una combinación de estos materiales. Las cavidades de disolución dan numerosos problemas durante la construcción de cimentaciones de presas, entre las cuales la

capacidad de carga y la permeabilidad del terreno son los más importantes. En algunos sitios la carsticidad imposibilitó la construcción de presas debido al alto costo requerido para impermeabilizar la roca. Durante los estudios preliminares un sitio se abandona cuando las cavidades cársticas son grandes, numerosas y con extensión a profundidad.

Cuando la disolución en las calizas avanza progresivamente, se produce un incremento en la permeabilidad de la masa y también pérdida de capacidad de soporte de las rocas suprayacentes. Esto ocasiona el colapso de la caverna, que se refleja como un hundimiento de la superficie del terreno o dolina.

La disolución se produce a partir de la superficie del terreno, cuando el agua meteórica fluye a través del fracturamiento de la caliza. Esto ocurre en periodos de tiempo muy extensos, los cuales excepcionalmente son menores que la vida útil de una presa. La carsticidad (ver figura 6.13) es un problema importante cuando ya el terreno lo presenta en forma extensiva.



Figura 6.13 Cavidades de disolución en rocas calizas.

Las evaporitas son rocas constituidas por minerales, tales como la anhidrita, yeso, calcita, halita y otros que se acumulan por la precipitación de las sales disueltas en el agua por evaporación.

**Greda.** Las propiedades de deformación de la greda en el campo dependen de su dureza y el espaciamiento, la resistencia y la orientación de sus discontinuidades. Estos valores, por supuesto, también están influenciados por la cantidad de intemperismo a

la que ha estado sometida. La permeabilidad depende del grado de fracturamiento; también presenta disolución, pero en menor intensidad ya que se trata de una caliza blanda.

El yeso es más soluble en agua que el carbonato de calcio, del orden de cinco veces mayor, por lo que las cavidades y cavernas se pueden desarrollar a lo largo de capas y estratos gruesos de yeso más rápidamente que en las calizas. La expansión es un problema que afecta las obras desplantadas en anhidrita. Este fenómeno se desarrolla cuando la anhidrita se hidrata para transformarse en yeso con un incremento de volumen de 30 a 60 %, el cual produce muy alta presión de expansión si la roca está confinada.

**Evaporitas.** La anhidrita, de acuerdo con la clasificación de resistencia de la roca intacta, se le designa como resistente, el yeso es moderadamente duro y la sal es moderadamente blanda. Las evaporitas presentan varios grados de deformación plástica previo a la falla, por ejemplo: la sal presenta su punto de fluencia aproximadamente a la décima parte de su resistencia máxima, mientras que la anhidrita muestra muy poca deformación plástica.

**Margas.** El término de margas ha sido asignado a las rocas que contienen de 35 a 65% de carbonatos y el resto de minerales arcillosos. Las margas muy a menudo están fisuradas e intemperizadas, el agua penetra en las fisuras y por ello reduce su resistencia. Cierta tipo de margas muestra un rápido ablandamiento cuando se exponen a condiciones de humedad.

#### 6.3.4 Rocas metamórficas

Las rocas metamórficas, tales como pizarras, filitas y esquistos (ver figura 6.14) se caracterizan por su textura con orientación preferencial debido a la foliación y a la esquistosidad. Los minerales laminares, tales como la mica y la clorita, tienden a segregarse en bandas paralelas o subparalelas que alternan con minerales granulares. Este alineamiento de minerales laminares produce la foliación y la esquistosidad típica de las rocas metamórficas.

Por lo general, las rocas metamórficas son de edad antigua y presentan intenso fracturamiento y deformación que reducen sus propiedades mecánicas e incrementan su permeabilidad. Son rocas especialmente anisotrópicas en su resistencia y deformación debido a la foliación y esquistosidad. También son susceptibles de tener una profundidad de alteración meteórica importante por su origen.



Figura 6.14 Rocas metamórficas: Esquisto, mostrando foliación bien desarrollada.

**Esquistos.** Los esquistos con frecuencia están constituidos de clorita, talco y sericita, y son rocas de baja resistencia al esfuerzo cortante y deformables.

**Pizarras.** Las pizarras presentan fisilidad, que es la separación de la roca en capas a través de la foliación. En excavaciones profundas a cielo abierto o subterráneas, la fisilidad facilita la expansión y abundamiento del terreno. Las rocas foliadas, en general, son impermeables, pero debido al grado de fracturamiento su permeabilidad puede ser, en algunos casos, bastante alta.

Otro grupo de rocas metamórficas importante lo constituyen los gneisses, que son rocas de composición cuarzo feldespática con abundante mica, se caracterizan por sus bandas gruesas de estos tres minerales. Las bandas de mica representan, por lo general, planos de baja resistencia. Como otras rocas metamórficas, estas suelen estar bastante fracturadas originando alta permeabilidad. Desde el punto de vista de su resistencia, los gneisses son muy parecidos a los granitos, de alta resistencia a la compresión y también presentan alteración meteórica profunda en regiones húmedas tropicales.

Las rocas metamórficas de estructura no foliada, tales como la cuarcita, los hornfels y el mármol, en general no presentan ningún tipo de problema importante a las obras, excepto cuando el grado de fracturamiento es muy intenso.

Cuadro 6.3 Clasificación de rocas metamórficas.

Estructura y textura	Composición	Nombre de la roca
Masiva: Fajeada, constituida por lentejones alternantes.	Diversos minerales tabulares, prismáticos y granulares (con frecuencia alargados).	Gneis.
Granular, constituida por granos en su mayor parte equidimensionales	Diversos minerales tabulares, prismáticos y granulares (con frecuencia alargados).	Mármol o cuarcita.
Foliada y esquistosa	Diversos minerales tabulares o prismáticos (generalmente alargados).	Pizarras, serpentina (roca), pizarras satinadas, filitas y esquistos.

## 6.4 Geología estructural

Al arreglo espacial y temporal particular que guardan los macizos rocosos se le denomina estructura geológica.

Las estructuras se clasifican con base en aspectos geométricos, como son; forma, distribución, tamaño, orientación, tipo de material que lo conforma y sus relaciones con otros materiales.

Las estructuras geológicas pueden ser de tipo primario cuando son resultado de los procesos de depósito, o bien, de emplazamiento de magma y ocurren en rocas sedimentarias e ígneas.

Las estructuras de tipo secundario son aquellas que adquieren las rocas posteriormente a su litificación, como respuesta a los cambios en las condiciones del estado de esfuerzos y temperatura.

### 6.4.1 Estructuras primarias sedimentarias

La estructura primaria más importante es el estrato. El estrato es un volumen de roca de origen sedimentario o ígneo, de forma tabular, que se distingue de los estratos adyacentes por la presencia de un plano de discontinuidad, llamado superficie de estratificación.

Existen varios tipos de estratificación:

- Estratificación cruzada. Es una estructura de arreglo interno que se expresa por la presencia de capas delgadas o laminares diagonales a las superficies de estratificación.

- Estratificación gradada. Es una estructura de las rocas clásticas caracterizada por la presencia de granos de diferente tamaño, gruesos en la base del estrato y cada vez mas finos hacia la parte superior.

### 6.4.2 Estructuras primarias ígneas

**Intrusivas.** Las rocas ígneas intrusivas, al emplazarse en una masa rocosa preexistente, definen estructuras primarias con base en su forma y en las relaciones geométricas que guardan con los rasgos planares previos. (figuras 6.15 y 6.16) Esto es, si las rocas tienen una disposición definida en capas, se hace referencia al magma que las intrusióna diciendo si es concordante o discordante con dichas capas.

Los cuerpos intrusivos se clasifican conforme a su tamaño, forma y relaciones con las rocas que los circundan. Cuando los cuerpos intrusivos son de geometría tabular, se pueden presentar los siguientes casos: manto, dique, facolito y lopolito. Cuando las rocas intrusivas no son de forma tabular, se les denomina plutones macizos y se distinguen los siguientes tipos: lacolito, tronco y batolito (cuadro 6.4).

Cuadro 6.4 Estructuras ígneas intrusivas.

Tipo	Descripción
<b>Geometría tubular</b>	
Manto	El cuerpo ígneo es concordante o paralelo a los planos preexistentes, por ejemplo a la estratificación. Puede ser horizontal, inclinado o vertical dependiendo esto de la posición de las capas con las que está en concordancia. Los mantos varían en tamaño desde láminas delgadas de 2 o 3 cm de espesor hasta masas tabulares de 100 o más metros.
Dique	Es un cuerpo tabular discordante que se emplaza por lo general en discontinuidades como fallas y fracturas. Cuando sigue los planos de estratificación se le llama dique estrato y si hay más de un dique en el área se puede llegar a definir un arreglo de tipo radial o anular.
Facolito y lopolito	Se producen cuando un cuerpo tabular ígneo se emplaza en una roca plegada de tipo anticlinal y sinclinal respectivamente.
<b>Geometría no tubular</b>	
Lacolito	Es un cuerpo de tipo concordante formado por el emplazamiento del magma que produce el plegamiento en las rocas suprayacentes creando una especie de domo.
Tronco	Es de tipo discordante y su tamaño aumenta con la profundidad. Recibe este nombre cuando el área de afloramiento de la roca es menor de 100 km <sup>2</sup> y de forma más o menos equidimensional.
Batolito	Es semejante al caso anterior, pero el área de afloramiento es mayor a 100 km <sup>2</sup> . Los batolitos son receptáculos de magma solidificado.

**Extrusivas.** Las rocas volcánicas definen estructuras peculiares a su modo de emplazamiento. Los productos volcánicos pueden ser roca fundida (lava) o fragmentos de roca (piroclastos), (ver figura 6.15). La producción de unos o de otros depende, principalmente, de la composición del magma y de su contenido de gases. En el cuadro 6.5 se enlistan diferentes estructuras.

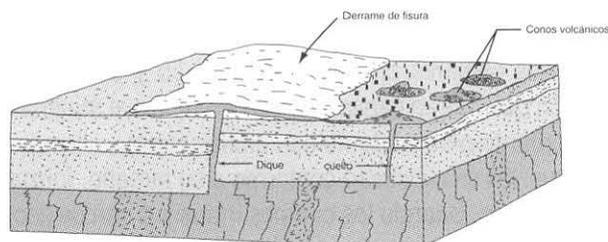


Figura 6.15 Estructuras ígneas extrusivas.

Cuadro 6.5 Estructuras ígneas extrusivas

Tipo de estructura	Descripción
Derrame o colada.	Es una estructura en forma de losa constituida por roca que se solidificó en la superficie a partir de la efusión de lava.
Seudoestratos	Depósito formado por alternancia de estratos de rocas piroclásticas y derrames de lava, ver foto 6.6.
Volcán escudo	Estructura volcánica cónica formada por múltiples derrames que en conjunto presentan un arreglo radial y que se caracteriza por su baja pendiente en las laderas.
Estratovolcán	Estructura de forma cónica formada por varios derrames que aparecen intercalados con productos piroclástico, la estructura se edifica por reiterada actividad volcánica que ocurre por un mismo conducto a través del tiempo.
Cono cinerítico	Estructura de forma cónica formada principalmente por productos piroclásticos, la estructura se edifica en una sola fase de actividad, la cual puede durar varios años.
Caldera	Es una estructura más o menos circular caracterizada por una depresión central de grandes dimensiones formada por colapso de un aparato ígneo.
Domo	Es una estructura volcánica producto de la solidificación de un magma viscoso en donde la lava se enfría rápidamente en el punto de emisión y adquiere una forma de cúpula.
Diaclasas	Son fracturas desarrolladas generalmente en los derrames de las rocas ígneas por contracción durante el enfriamiento de la lava.

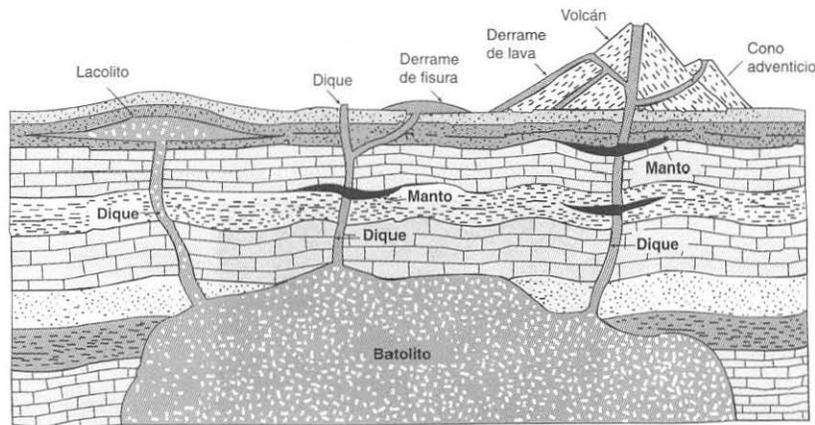


Figura 6.16 Estructuras ígneas primarias.

### 6.4.3 Estructuras Secundarias

Bajo el campo de la deformación frágil las rocas se rompen conforme a superficies más o menos planas. Las superficies de ruptura se llaman fracturas (ver figura 6.17) cuando no se aprecia desplazamiento en sentido paralelo a ellas; el desplazamiento generalmente es en sentido perpendicular. Cuando ocurre desplazamiento en algún sentido paralelo a la superficie de ruptura, ésta se denomina falla.

La deformación de las rocas puede ocurrir en condiciones de bajos esfuerzos y temperatura (frágil), o bien, en condiciones de altos esfuerzos y temperatura (dúctil). La deformación es la expresión geométrica de la cantidad de cambios causada por la acción de los esfuerzos.

**Fallas y fracturas.** Las fallas se dividen según la dirección del desplazamiento relativo entre los bloques que definen el plano de ruptura (figura 6.18). Si el movimiento ocurre conforme a la línea de máxima pendiente la falla es de tipo normal, esto es, cuando el bloque de techo se desliza hacia abajo; es de tipo inversa cuando el bloque de techo se desliza hacia arriba. Si el desplazamiento es según el rumbo de la superficie de falla se clasifica como de tipo lateral.

En todos los casos, la dirección y sentido del movimiento queda marcado por estrías en la superficie de la falla. Otro rasgo típico de las fallas es la presencia de material triturado entre los bloques de roca que la delimitan. A este material se le llama brecha de falla si está constituido por fragmentos de roca y arena con o sin cementante, y milonita cuando es básicamente material fino o arcilla.



Figura 6.17 Fractura continua en rocas ígneas extrusivas.

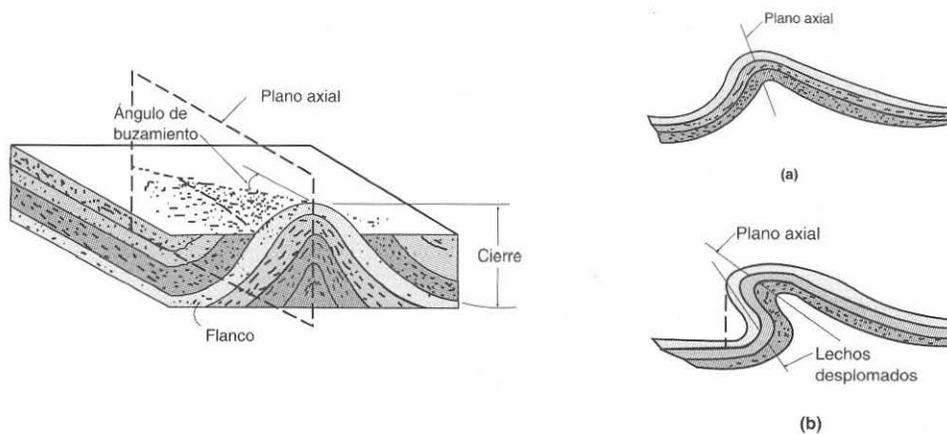


Figura 6.18 Tipos de fallas.

**Plegues.** La flexión de un plano se denomina pliegue (figura 6.19). Cuando la deformación de las rocas ocurre en un campo dúctil, éstas experimentan una modificación en su geometría, modificación que es posible reconocer cuando los cuerpos rocosos presentan algún rasgo plano antes de la deformación. El rasgo más común en las rocas sedimentarias es la estratificación y es en estas rocas donde mejor se observan los plegamientos.

Los plegues son estructuras geológicas que involucran aspectos geométricos y estratigráficos. Un pliegue se denomina anticlinal (figura 6.20) cuando las rocas más antiguas se encuentran hacia el lado cóncavo de la flexión. Un sinclinal presenta las rocas más jóvenes en el lado cóncavo del pliegue (figura 6.20).

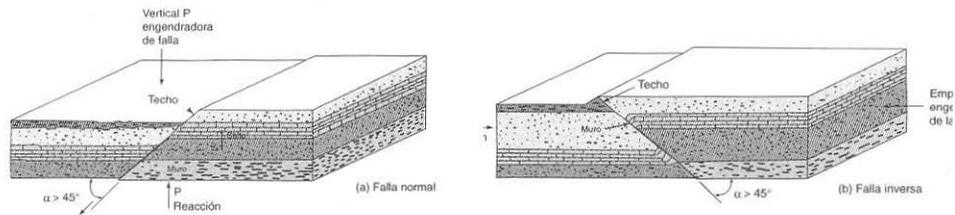


Figura 6.19 Características de los plegues.

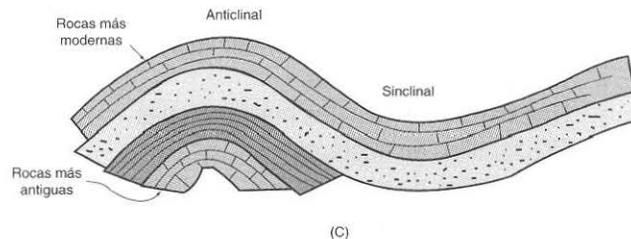


Figura 6.20 Clasificación de plegues.

#### 6.4.4 Discontinuidades

Cada familia se analiza independientemente utilizando parámetros que describen, en forma cuantitativa y cualitativa, las principales características que influyen en las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad y permeabilidad.

Las discontinuidades pueden tener una amplia variedad de orígenes y formas, pero tienden a agruparse en dos tipos básicos: las que se presentan en familias o sistemas, como son las fracturas de origen tectónico, las diaclasas de enfriamiento en rocas ígneas extrusivas, la foliación de las rocas metamórficas, la estratificación, y otras, que son susceptibles de analizarse estadísticamente, y las que se presentan en forma individual, como por ejemplo las fallas que, por su extensión, afectan un sitio en forma importante y que deben estudiarse en forma particular.

Un macizo rocoso puede considerarse como un sólido discontinuo, separado por planos de debilidad o superficies que incluyen juntas, fracturas, fallas, foliación, diaclasas, que también se denominan discontinuidades.

**Número de familias.** Es el número de sistemas de fracturas que presentan la misma orientación y origen. Es un factor que influye en la estabilidad de las laderas y en la permeabilidad de la cimentación (cuadro 6.6).

Cuadro 6.6 Número de familias de discontinuidades (ISRM, 1978).

Descripción
Masiva, juntas aleatorias ocasionales
Una familia de fracturas
Una familia de fracturas más aleatorias
Dos familias de fracturas
Dos familias de fracturas más aleatorias
Tres familias de fracturas
Tres familias de fracturas más aleatorias
Cuatro o más familias de fracturas
Roca fragmentada

La orientación de una falla está definida por la dirección de la línea de máxima pendiente que tiene el plano y por la inclinación de esta línea con respecto a un plano horizontal.

**Orientación.** La orientación se refiere a la posición que guardan las discontinuidades en el espacio. El rumbo de una discontinuidad es la dirección perpendicular a la de la línea de máxima pendiente (figura 6.21).

La orientación de las discontinuidades geológicas tiene mucha importancia en el comportamiento de la masa de roca con relación a la obra civil. En el caso de presas, la estabilidad de las laderas donde se apoya la cortina y el flujo de agua subterráneo que se establece durante su operación, están fuertemente influenciados por la dirección de los sistemas de fracturamiento principales.

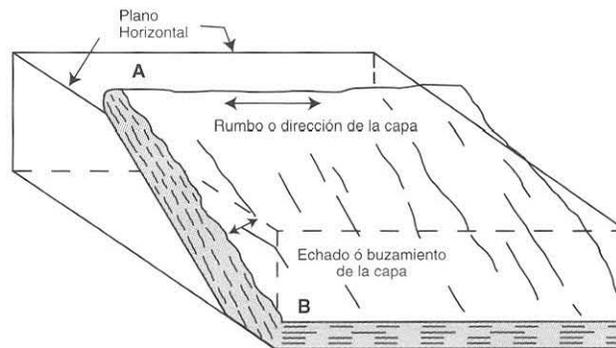


Figura 6.21 Elementos que definen la orientación de un plano en el espacio.

Cuando la inclinación o echado de las capas de rocas sedimentarias o de fracturas es hacia el río, existe el riesgo de deslizamiento de la ladera; también cuando el echado es hacia aguas abajo y no existe continuidad de la ladera en esa dirección, se puede presentar el mismo problema (ver figura 6.22).



Figura 6.22 Planos de estratificación con buzamiento hacia la excavación.

**Continuidad.** La persistencia o continuidad es la extensión en el espacio de una discontinuidad geológica. Generalmente se cuantifica por la medida de su longitud de la traza en la superficie del afloramiento.

La continuidad de una falla o fractura determina la interconexión con otras estructuras y familias de juntas, por lo que influye en la permeabilidad y resistencia (cuadro 6.7).

Cuadro 6.7 Descripción de la continuidad de sistemas de fracturamiento (ISRM, 1978).

Descripción	Dimensión
Muy poco continua	< 1 m
Poco continua	1 -3 m
Continuidad mediana	3 - 10 m
Continua	10 - 20 m
Muy continua	> 20 m

**Espaciamiento.** Es la separación entre las discontinuidades de una misma familia. Es a distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes y define el tamaño máximo de bloques individuales de roca intacta que pueden existir en el macizo. El espaciamiento

de las discontinuidades individuales y de los sistemas asociados tiene una fuerte influencia sobre la permeabilidad del macizo rocoso. En el cuadro 6.8 se presenta la descripción del espaciamiento.

Cuadro 6.8 Descripción del espaciamiento de las discontinuidades (ISRM, 1978).

Descripción	Espaciamiento (mm)
Extremadamente	
Cerrado	Menor de 20
Muy cerrado	20 - 60
Cerrado	60 - 200
Moderado	200 - 600
Amplio	600 - 2,000
Muy amplio	2,000 - 6,000
Extremadamente amplio	mayor de 6,000

**Rugosidad.** La rugosidad y ondulación de una discontinuidad se refiere a las características morfológicas que presenta la superficie del plano principal, las cuales contribuyen a aumentar o disminuir su resistencia al esfuerzo cortante. La apertura del plano de falla, el espesor del relleno y los desplazamientos previos que haya sufrido reducen esta resistencia.

Si se conoce la dirección del deslizamiento potencial, la rugosidad del plano debe obtenerse de perfiles paralelos a esa dirección. En muchos casos, la dirección relevante es paralela al echado o buzamiento de la falla. En el caso que el deslizamiento sea por la intersección de dos discontinuidades en forma de cuña, la dirección potencial de deslizamiento es paralela a la línea de intersección de los planos.

**Resistencia en las paredes de la discontinuidad.** La resistencia a la compresión de las paredes que definen la discontinuidad puede ser menor que la resistencia de la roca intacta del bloque, debido a procesos de meteorización o alteración.

La resistencia a la compresión de las paredes es un factor que en forma indirecta influye en la resistencia al esfuerzo cortante y en la deformabilidad del terreno, especialmente si el contacto de las paredes es roca con roca, o sea, sin relleno.

La meteorización y alteración generalmente afectan más a roca en las paredes de las discontinuidades que a masa rocosa en sí misma. La resistencia de la capa delgada de roca alterada se determina por medio de pruebas de impacto con martillo tipo Schmidt o con martillo de geólogo. El cuadro 6.9 (ISRM, 1978) describe cómo se estima la resistencia de las paredes de una discontinuidad.

Cuadro 6.9 Estimación de la resistencia de las paredes de una discontinuidad (ISRM, 1978).

Grado	Descripción	Identificación	Resistencia a la compresión simple (Mpa)
S1	Arcilla muy blanda	Puede penetrarse fácilmente con el puño	menor de 0.025
S2	Arcilla blanda	El pulgar penetra fácilmente varios centímetros	0.025 - 0.05
S3	Arcilla firme	El pulgar penetra varios centímetros con esfuerzo moderado	0.05 - 0.01
S4	Arcilla rígida	El pulgar penetra con gran esfuerzo	0.10 - 0.25
S5	Arcilla muy rígida	Se raya fácilmente con la uña	0.25 - 0.50
S6	Arcilla dura	Se raya con la uña	mayor de 0.50
R0	Roca débil	Se raya con dificultad con la uña	0.25 - 1
R1	Roca muy débil	Se desmorona con golpe de martillo, se raya con navaja	1 - 5
R2	Roca débil	Puede ser rayada con dificultad con navaja	5 - 25
R3	Roca moderadamente resistente	No se raya con navaja, se fractura con golpe de martillo	25 - 50
R4	Roca resistente	Se requieren varios golpes de martillo para fracturar	50 - 100
R5	Roca muy resistente	Se fractura solo después de muchos golpes de martillo	100 - 250
R6	Roca extremadamente resistente	La roca solo se astilla al golpearla varias veces	mayor de 250

**Apertura.** Es la distancia perpendicular entre las paredes adyacentes de una discontinuidad en la cual los huecos están ocupados por agua o aire. La apertura no debe ser confundida con el espesor de relleno de las discontinuidades.

Las aperturas grandes pueden ser resultado del deslizamiento a lo largo de las discontinuidades con rugosidad y ondulación apreciables.

En la mayoría de los macizos rocosos, por debajo de la superficie del terreno, las aperturas en las discontinuidades son pequeñas, sobre todo si éstas son lisas y planas. Esta condición no es de gran significado en la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante, sin embargo, indirectamente, como un resultado de la conductividad hidráulica, la estrechez de la apertura puede ser significativa en la reducción del esfuerzo normal efectivo y consecuentemente en su resistencia al corte. En el cuadro 6.10 se describe la apertura de las discontinuidades.

Cuadro 6.10 Descripción de la apertura de las discontinuidades (ISRM, 1978).

Apertura	Descripción	
Menor de 0.1 mm	Muy estrecha	Cerrada
0.1 - 0.25 mm	Estrecha	
0.25 - 0.5 mm	Parcialmente abierta	
0.5 - 2.5 mm	Abierta	Entreabierta
2.5 - 10 mm	Moderadamente amplia	
10 mm	Amplia	
1 - 10 cm	Muy amplia	Abierta
10 - 100 cm	Extremadamente amplia	
mayor de 100 cm	Caverna	

**Relleno.** El relleno en una discontinuidad es el material que separa las paredes adyacentes de roca, usualmente más débil que la roca encajonante.

El relleno puede estar formado por arcilla, limo, arena, brecha o milonita. También puede incluir minerales que sellen las discontinuidades, por ejemplo: cuarzo y calcita. La distancia perpendicular entre las paredes de roca adyacentes, determina el espesor del relleno.

El comportamiento mecánico de una discontinuidad con relleno depende mucho de la mineralogía de éste, tamaño de las partículas que lo constituyen, espesor, grado de compactación y contenido de agua. La descripción del relleno en las discontinuidades se presenta en el cuadro 6.11.

Cuadro 6.11 Descripción del relleno en discontinuidades (ISRM, 1978).

Factor	Descripción
Geometría	Espesor Rugosidad Croquis de campo
Tipo de relleno	Mineralogía Tamaño de las partículas Grado de intemperismo
Resistencia	Propiedades índice Indices S1 a S6 (Cuadro 6.9) Evidencias de desplazamiento
Filtración	Contenido de agua

**Filtraciones.** Se refiere al flujo de agua y humedad libre visible en las discontinuidades. La presencia de agua en ellas implica generalmente una reducción de la resistencia del material en las paredes o del relleno. La forma de describir los rellenos en discontinuidades se anota en los cuadros 6.12 y 6.13.

Cuadro 6.12 Filtraciones en discontinuidades sin relleno (ISRM, 1978).

Grado	Características
1	La discontinuidad está muy cerrada y seca; el flujo de agua a través de ésta no parece posible
2	La discontinuidad está seca, sin evidencia de flujo de agua.
3	La discontinuidad está seca pero presenta evidencia de flujo de agua
4	La discontinuidad solo está húmeda
5	La discontinuidad presenta escurrimiento difuso y goteo
6	La discontinuidad presenta flujo continuo, se debe medir y reportar el caudal

Cuadro 6.13 Filtraciones en discontinuidades con relleno (ISRM, 1978).

Grado	Características
1	El material de relleno está fuertemente consolidado y seco
2	El material de relleno está húmedo pero no hay agua libre
3	El material de relleno está húmedo con goteo ocasional
4	El material de relleno presenta signos de estar lavado, con flujo continuo de agua, se debe medir y reportar el caudal
5	El material de relleno es erosionado localmente por flujo considerable se debe medir y reportar el caudal
6	El material de relleno es erosionado totalmente, el flujo es considerable y a alta presión, se debe medir y reportar el caudal

**Tamaño del bloque.** Las dimensiones máximas del bloque de roca que puede existir en la masa rocosa, son el resultado de la orientación de las familias de fracturas que se interceptan y de su espaciamiento individual. Las discontinuidades individuales pueden también tener influencia en la forma y tamaño de los bloques. El número de familias y la orientación determinan la forma de los bloques, los cuales pueden ser semejantes a cubos, prismas, tetraedros, tabulares entre otras formas. Las dimensiones del bloque están determinadas por el espaciamiento, número de fracturas y su persistencia (cuadro 6.14).

Sin embargo, las formas geométricas regulares son la excepción más que la regla, puesto que las juntas en cualquier sistema son rara vez consistentemente paralelas. La estratificación en rocas sedimentarias produce con frecuencia formas más regulares (cuadro 6.15).

Cuadro 6.14 Tamaño de los bloques (ISRM,1978).

Descripción	No. de juntas/m <sup>3</sup>
Muy grandes, mayor de 8	menor de 1
Grandes	1 - 3
Medianos	3 - 10
Pequeños	10 - 30
Muy pequeños	mayor de 30

Cuadro 6.15 Forma de los bloques (ISRM,1978).

Descripción	Características
Masiva	Bloques muy juntos con espaciamiento muy amplio
Cúbica	Aproximadamente equidimensional
Tabular	Una dimensión considerablemente más pequeña que las otras dos
Columnar	Una dimensión considerablemente más grande que las otras dos
Irregular	Amplia variación en forma y tamaño
Fragmentada	Gran cantidad de fracturas

## 6.5 Hidrogeología

El estudio de las condiciones del agua subterránea en una boquilla y en la zona del embalse de una presa tiene por objeto determinar la permeabilidad de las masas de suelo o roca que servirán como cimentación y almacenamiento. Esta información se emplea para determinar el flujo de agua y estimar el volumen de las filtraciones que se tendrán a través de los empotramientos y del fondo de la presa, y permiten diseñar los tratamientos que aseguren su impermeabilidad.

Las aguas subterráneas proceden principalmente de la infiltración de las aguas meteóricas, tales como agua de lluvia, hielo o nieve fundidos, y de las filtraciones de ríos, lagos, embalses, canales y otros depósitos de agua.

### 6.5.1 Nivel freático

A profundidades diversas bajo la superficie del terreno existe una zona de saturación en la que el agua llena todos los poros, fracturas y cavidades de los suelos y rocas. El agua existente en la zona de saturación se designa, por lo general, como agua freática y su superficie superior es el nivel freático.

Cuando las condiciones geológicas y topográficas son más complejas podrá haber más de una zona de saturación y, por consiguiente, más de un nivel en una localidad. La forma y distribución del agua en el subsuelo se muestra en la figura 6.23.

Las aguas subterráneas son libres, es decir, se mueven obedeciendo la ley de la gravedad, en oposición a lo que ocurre en las aguas retenidas por atracción, situadas arriba del nivel freático o las aguas confinadas en estratos impermeables y fallas.

El nivel de aguas freáticas no es horizontal ni en sentido longitudinal, es decir, en la dirección del flujo, ni en dirección transversal, sino que en forma atenuada sigue la configuración topográfica del terreno suprayacente.

La elevación del nivel freático depende de varios factores, tales como fluctuaciones de las precipitaciones y de los caudales y fugas de los ríos, así como de las características de permeabilidad del terreno. Las gráficas anuales de las fluctuaciones del nivel freático muestran, por lo general, un máximo y un mínimo. Estas fluctuaciones estacionales pueden llegar a medir varios metros a lo largo de un año.

El agua subterránea constituye áreas con delimitaciones geológicas bien definidas y más especialmente hidrológicas. El flujo de un río por lechos de arena y grava va acompañado por un flujo subterráneo que constituye la parte más baja del fondo subaéreo del río; en general este flujo inferior continúa corriendo incluso cuando el curso superficial se seca.

Si se conocen las cotas del nivel freático en un número suficiente de puntos y en un momento determinado, es posible preparar mapas con las curvas de nivel de la superficie freática. Aunque no siempre se preparen mapas a partir de cada serie de mediciones, la determinación del nivel del agua subterránea puede constituir una tarea habitual para el ingeniero y de utilidad en el proyecto de presas.

La profundidad del nivel freático se mide en pozos y perforaciones de exploración. En la investigación de las condiciones del agua subterránea se debe determinar la profundidad de los niveles más altos y más bajos de la superficie freática como consecuencia de las fluctuaciones estacionales.

En los estudios de carácter geotécnico también se emplea la geofísica para desarrollar esta investigación.

### **6.5.2 Acuíferos**

Los acuíferos son rocas y suelos que contienen cantidades considerables de agua en condiciones tales que la ceden con facilidad cuando se le extrae por medio de pozos.

Como se anotó antes, el agua subterránea se mueve libremente por efecto de la gravedad y es una masa cuya superficie se desplaza con una pendiente que puede tomar muchas formas dependiendo de la estructura de los suelos y las rocas por las cuales fluye. Un estrato impermeable puede almacenar agua en pequeña cantidad creando un depósito subterráneo localizado arriba del nivel freático regional. Estos depósitos se conocen como niveles de agua colgados, que ocurren con frecuencia, pero por lo general son de extensión limitada.

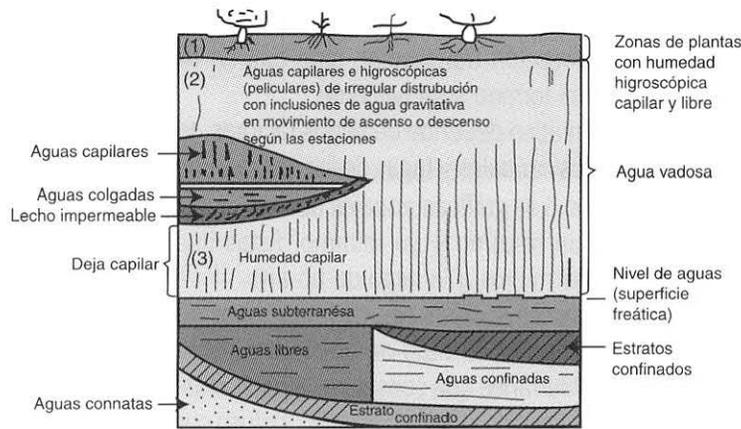


Figura 6.23 Formas y distribución del agua subterránea.

Cuando un acuífero está confinado entre dos estratos impermeables, el agua puede encontrarse a presión y se dice que el agua subterránea tiene presión artésiana. Al realizarse una perforación en un acuífero artésiano el agua sube hasta la elevación de presión cero, si este nivel está por arriba de la superficie del terreno resulta un pozo artésiano. Los acuíferos artesianos pueden ser estructuras locales de poca extensión, o bien, pueden ser continuos y abarcar grandes áreas.

Si el nivel freático intercepta la superficie del terreno en una ladera se produce un manantial. El agua escurre por la superficie del terreno y el suelo puede ablandarse por la adición de esta agua y también por la presión del agua filtrada. Los manantiales están asociados casi siempre a la presencia de fallas, fracturas u otras estructuras geológicas importantes (figura 6.24). Por lo que son un elemento importante en el estudio del agua subterránea.

Durante los estudios geológicos deben registrarse los manantiales encontrados en la zona del embalse y aguas abajo del sitio de la boquilla, llevando registro de sus gastos y fluctuaciones estacionales, lo mismo cuando haya aparición de agua artésiana en los sondeos de investigación. El incremento de presión causado por un nuevo nivel del embalse puede abrir nuevos caminos de flujo que antes en forma natural no existían, o bien, incrementar los ya conocidos.

Si el agua que corre en un río escapa fácilmente al subsuelo y se une al flujo de agua subterránea puede haber serias pérdidas por filtraciones o escape de una presa

construida en ese sitio. Las evidencias de campo del escape de agua hacia el subsuelo o de niveles freáticos bajos por alta permeabilidad del macizo rocoso, pueden indicarnos de antemano la necesidad de contar con barreras de impermeabilización como parte del proyecto de la presa. También indican los defectos estructurales geológicos por los cuales pueden presentarse problemas de filtración importante.

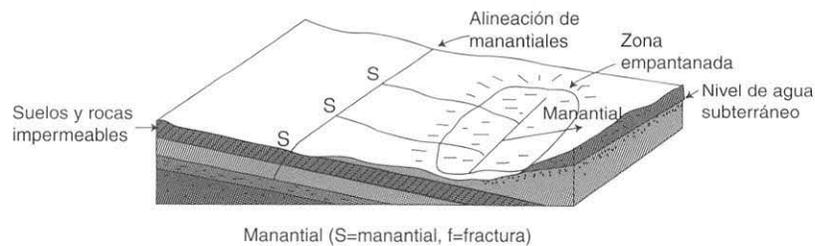


Figura 6.24 Formas de presentarse los manantiales.

El embalse creará en su entorno y en la zona de la boquilla, principalmente, la modificación del nivel freático natural. Esta modificación o elevación del nivel provocará un incremento en el gradiente hidráulico. Los suelos y las rocas con sus discontinuidades deberán ser capaces de soportar este nuevo gradiente que, de no ser así, provocaría tubificación o erosión interna de los materiales que los conforman.

El agua que fluye a través de los empotramientos y fondo de la cortina, además produce empujes hidrostáticos, que bajo ciertas condiciones geológicas pueden provocar deslizamientos. El conocimiento detallado de la estructura geológica en los estribos, sobre todo en presas de tipo rígido, es de suma importancia para prever estos problemas y proyectar las soluciones adecuadas. También, la presencia de agua de los suelos y las rocas reduce su resistencia influyendo en el grado de estabilidad de las laderas y bloque de roca localizados aguas abajo de la cortina. Este efecto es más notable en las laderas que rodean el vaso de almacenamiento donde con frecuencia se observan estos deslizamientos.

Para el estudio de la permeabilidad de los suelos y rocas que afloran en una boquilla, se efectúan pruebas de permeabilidad in situ, aprovechando los sondeos de exploración efectuados en el lugar. Las pruebas de agua tipo Lefranc y Lugeon son las más comunes.

## Referencias

ISRM (1978). "Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses." *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomch. Abstr.*, 15(6), 127-134.

# 7. ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

Sergio Raúl Herrera Castañeda

## 7.1 Introducción

En este capítulo se presenta la metodología para obtener los datos geológicos requeridos en un estudio del sitio para una cortina y su almacenamiento, así como la forma para desarrollar estos estudios, de acuerdo con las diferentes etapas de exploración.

También se presentan, en forma detallada, los métodos de exploración más importantes empleados en estudios geotécnicos.

El objetivo de la exploración geológica es identificar las características físicas, mecánicas y de permeabilidad del terreno que puedan influir en la construcción de una presa.

Los objetivos específicos son:

- Definir la naturaleza, distribución lateral y el espesor de los depósitos de suelos y de las masas rocasas dentro de la zona de influencia de la obra, así como las discontinuidades y estructuras geológicas que presentan.
- Definir las condiciones geohidrológicas considerando los cambios estacionales y los efectos de la obra.
- Identificar los riesgos potenciales geológicos, tales como laderas inestables, fallas activas, subsidencia del terreno y la sismicidad local y regional.
- Obtener muestras de las distintas litologías para precisar y determinar sus propiedades índice y mecánicas en laboratorio, y su potencial utilización como materiales de construcción.
- Realizar pruebas de campo para determinar las propiedades de los suelos y rocas, especialmente relacionadas con su resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad y permeabilidad.

Existen tres formas generales en que se subdivide la exploración empleando los métodos directos e indirectos, con el objeto de obtener datos geológicos:

**Mapeo superficial.** Consiste en reconocimientos y levantamientos geológicos detallados del sitio para precisar sus características litológicas y estructurales; requiere

además de la revisión y análisis de informes y publicaciones previas, de interpretación de mapas topográficos, geológicos, imágenes de satélite y fotografías aéreas.

**Seccionamiento del subsuelo.** Es la elaboración de secciones geológicas construidas a partir de los datos obtenidos de la geología de la superficie, de la exploración geofísica, de sondeos, pozos a cielo abierto, trincheras y galerías de exploración.

**Muestreo de materiales.** Las muestras de suelos y rocas se obtienen durante los reconocimientos superficiales, de sondeos exploratorios con recuperación de material alterado o inalterado, de pozos, zanjas y galerías.

## 7.2 Etapas de exploración

Las distintas etapas de estudio geológico de una zona deben desarrollarse bajo una adecuada planeación, coordinación y supervisión, a fin de poder realizar un trabajo dirigido a resolver los problemas en forma eficiente y a bajo costo. Son, por lo general, cuatro etapas en que se desarrolla la exploración: estudios preliminares, estudios de detalle, estudios durante la construcción, estudios durante la operación.

**Estudios preliminares.** Los estudios geológico de un sitio se inician con el acopio de información y un reconocimiento preliminar. La recopilación de información y su análisis, así como un reconocimiento directo del sitio permiten conocer las características generales del área de estudio.

Los estudios se realizan siempre en la etapa de anteproyecto con el fin de contar con las observaciones y los datos que permitan definir los lugares más adecuados para la construcción.

**Estudios de detalle.** Los estudios de detalle tienen como finalidad obtener el modelo geológico completo del área de estudio. Para ello, se utilizan varios métodos de exploración directos e indirectos, que deben seleccionarse de acuerdo al tipo de presa, condiciones geológicas, topográficas y de accesos al sitio. Esta información debe ser completa, suficiente y de calidad, ya que de lo contrario puede dar lugar a un diseño inadecuado de la obra y la posibilidad de fallas, problemas constructivos y económicos o mal funcionamiento.

**Estudios durante la construcción.** Los estudios geológicos y geofísicos deben continuar durante la etapa de construcción, con el objeto de que la información geológica se complemente y enriquezca.

Durante esta etapa es posible obtener datos geológicos más detallados, y si se obtienen y procesan de manera oportuna, permite realizar los ajustes y modificaciones necesarias al diseño de la presa y sus obras complementarias.

**Estudios durante la operación.** Algunas presas, sobre todo aquellas que durante la construcción presentaron problemas geotécnicos, o bien son de altura y volumen importante, requieren de estudios adicionales durante su operación, con el objeto de evaluar su seguridad ante ciertos riesgos de tipo geológico.

Generalmente, los estudios se derivan del análisis de la instrumentación instalada en la presa, o bien, de la detección de anomalías observadas en las laderas, galerías de auscultación y por las filtraciones.

En el cuadro 7.1 se indica un resumen de los trabajos de exploración que se realizan en cada etapa.

### 7.3 Estudios preliminares

Los estudios geológicos preliminares para una presa deben realizarse siempre en la etapa de anteproyecto. Estos consisten esencialmente en la recopilación y análisis de la información existente del área y en visitas de reconocimiento del sitio. El objetivo es contar con suficientes datos y observaciones que permitan definir el o los lugares más adecuados para la construcción de la obra, con base en las condiciones geológicas.

Los estudios preliminares incluyen las siguientes actividades:

- Recopilación y análisis de información disponible del área.
- Análisis del terreno basado en mapas topográficos y geológicos y en la interpretación de fotografías aéreas y/o imágenes de satélite.
- Preparación de mapas geológico preliminares.
- Reconocimiento del sitio para confirmar y ampliar la información geológica, después del cual debe prepararse un informe técnico.
- Preparación de un programa de exploración detallada en la superficie del terreno y en el subsuelo, basado en toda la información previa obtenida en campo y gabinete.

#### 7.3.1 Recopilación de información

El estudio geológico se inicia con la recopilación de la información existente derivada de estudios desarrollados en el área o cercana a ella, recurriendo a las dependencias,

Cuadro 7.1 Descripción de los trabajos desarrollados en cada etapa.

Etapa	Estudio	Desarrollo	
Reconocimiento preliminar	Topografía	Recopilación de la información disponible. Fotogrametría	
	Geotecnia	Recopilación bibliográfica. Estudio con sensores remotos (fotogeología, ARC/INFO, RADAR, etc.). Reconocimiento en campo.	
Exploración e investigación detallada	Topografía	Fotogrametría. Levantamientos topográficos.	
	Geotécnia	Levantamientos geológicos	Litología, estratigrafía y estructuras. Reconocimiento de discontinuidades: fallas, fracturas, juntas. Estratificación, discontinuidades en general.. Fenómenos geodinámicos: 1. Externos: estabilidad de taludes, zonas de alteración y erosión. 2. Internos: fallas activas, vulcanismo y sismicidad, tectónica.
		Geofísica	Localización de la roca sana. Localización del nivel freático. Estratigrafía. Calidad de los materiales.
		Perforaciones	Muestras de suelos alteradas e inalteradas. Recuperación de los núcleos de roca y muestreo integral. Inspección de las paredes de pozo.
		Excavaciones	Muestras cúbicas de suelos y rocas. Estratigrafía. Características estructurales de los macizos Observación de fallas y fracturas.
		Pruebas de campo	Resistencia y deformabilidad. Permeabilidad. Estado de esfuerzos tectónicos.
		Pruebas de laboratorio	Propiedades índice. Propiedades mecánicas. Mineralogía y petrografía.
Construcción	Geotécnia	Localización y cubicación de bancos y ensayos de materiales	Obtención de materiales de construcción. Definición de la geología del sitio durante la construcción. Definición de los métodos constructivos. Tratamiento de zonas defectuosas.
Operación	Geotécnia	Instrumentación y control	Piezometría. Instrumentación de fallas y taludes. Pruebas de inyección. Influencia de la obra en los procesos geológicos.

organismos, instituciones o empresas públicas o privadas que dispongan de la información, para analizarla y sintetizarla antes de iniciar cualquier trabajo de exploración, particularmente cuando vayan a estudiarse grandes áreas o el sitio esté localizado en una región no familiar al grupo de diseño.

La información que se debe obtener es:

- Mapas topográficos a diferentes escalas.
- Mapas edafológicos y de uso potencial del suelo.
- Fotografías aéreas e imágenes de satélite de diferentes escalas, épocas y bandas, según lo requiera el proyecto.
- Mapas e informes geológicos que ilustren los tipos de roca de la región, sus rasgos estructurales y estratigrafía.
- Exploraciones del subsuelo realizadas en el sitio o en sus alrededores, que puedan correlacionarse por sus condiciones geológicas semejantes.
- Comportamiento de las estructuras civiles o mineras construidos en predios o zonas cercanas al proyecto.
- Condiciones climáticas, accesos al sitio, ocurrencia de agua superficial y subterránea.
- Sismicidad regional e histórica de temblores y, en general, problemas relacionados con riesgos geológicos.
- Problemas geotécnicos característicos de la región.

### ***7.3.2 Reconocimiento del sitio***

El reconocimiento preliminar es la inspección directa del sitio en estudio, que permite evaluar la información recopilada previamente y complementarla con observaciones de campo, para determinar la factibilidad de construcción de alguna obra civil y fundamentar el programa detallado de exploración.

El alcance de este reconocimiento de la región dependerá de la importancia de la obra y de las características del subsuelo. Algunas veces basta este reconocimiento para desechar un sitio previamente elegido.

El reconocimiento del sitio debe proporcionar información acerca de la accesibilidad, recursos humanos y materiales del sitio. Debe permitir conocer el ambiente geológico general del área identificando las estructuras geológicas más significativas, localizar las fallas y fracturas, conocer la geomorfología, los procesos erosivos actuantes en el sitio, el tipo de drenaje superficial y subterráneo, y estimar el espesor del suelo. Esta actividad debe ser realizada por uno o varios especialistas en ingeniería geológica, mediante

recorridos de campo o bien, en vuelos de helicóptero o avioneta, aprovechando siempre la información previa del sitio.

Durante los recorridos de campo deben tomarse muestras de los distintas unidades litológicas y notas descriptivas generales acerca del tipo de suelos, rocas y sus características estructurales, valiéndose de los cortes y afloramientos naturales existentes en la región. Es importante también ir creando un archivo de fotografías terrestres que muestren los principales aspectos geológicos.

Del reconocimiento preliminar debe resultar un informe en el que se establezca un programa de exploración a detalle, mencionando la secuencia de los trabajos, tiempo de ejecución y costo aproximado de los mismos.

## 7.4 Estudios de detalle, métodos directos

En esta etapa se pretende lograr un conocimiento completo del modelo geológico del área de estudio, para lo cual la investigación se realiza con el auxilio de métodos de exploración directos e indirectos.

Los métodos directos son técnicas de exploración que mediante la obtención de muestras de suelos y rocas, y la observación de sus características in situ permiten conocer las condiciones geológicas del sitio. Incluyen los levantamientos geológicos superficiales, sondeos, galerías, trincheras y pozos a cielo abierto.

### 7.4.1 Levantamientos geológicos superficiales

Los levantamientos geológicos de campo consisten en las inspecciones detalladas de la zona de influencia del proyecto que permiten identificar, clasificar y cartografiar las principales unidades geológicas existentes en el área de estudio, así como reconocer sus características litológicas y estructurales.

Esta actividad es de gran importancia en la exploración geológica, ya que con base en estos levantamientos es posible cubrir grandes áreas en un tiempo relativamente corto y a un costo muy bajo, aportando información valiosa de las condiciones geológicas superficiales del sitio, lo cual permitirá obtener el modelo geológico que será utilizado para planear adecuadamente la investigación del subsuelo y efectuar las interpolaciones a profundidad.

Los levantamientos de campo comprenden tres actividades básicas:

- Toma de datos, para elaborar planos y secciones geológicas.
- Recolección de muestras para efectuar los estudios y ensayos de laboratorio.

- Observaciones de los afloramientos para determinar las características físicas de los suelos y rocas.

La metodología que a continuación se describe para los levantamientos superficiales debe emplearse también en el estudio de las muestras obtenidas de sondeos y afloramientos en excavaciones, con sus restricciones y ajustes de acuerdo a cada método de exploración.

**Toma de datos.** El mapa geológico es una descripción tridimensional de la distribución de las rocas, estructuras y contactos en un área dada, por lo tanto es importante realizar observaciones de campo basadas en una adecuada planeación y metodología de trabajo. De acuerdo con la etapa de exploración en que se realice el mapeo, la obra que se trate y la exactitud que se requiera, los levantamientos se dividen en regionales y locales:

- Levantamientos regionales. Los levantamientos regionales se realizan normalmente a escalas 1:25,000 o 1:50,000 y, en general, se apoyan en mapas fotogeológicos previamente elaborados en cartas geológicas impresas, las cuales después de ser analizadas, sirven para planear los puntos que es conveniente visitar para verificar la información. Estos sitios se escogen considerando la accesibilidad y exposición de los afloramientos de manera que permitan llevar a cabo las observaciones de las características de las rocas y suelos.
- Levantamientos locales. Los levantamientos locales se llevan a cabo para áreas de extensión reducida, manejando escalas entre 1:500 y 1:10,000, donde se utilizan; además de las fotografías aéreas, los levantamientos se hacen con brújula y cinta métrica, y con plancheta en caso de requerir mayor precisión.

Los levantamientos deberán permitir conocer las condiciones geológicas particulares del lugar, tales como: discontinuidades importantes y sus características (fallas, fracturas, discordancias, contactos, estratificación), tipos de suelos y rocas y grado de alteración.

Para efectuar los levantamientos de campo es necesario seleccionar mapas-base, donde se irán anotando los datos obtenidos. Los mejores mapas-base son los topográficos de precisión y a escalas adecuadas al tipo de estudio que se realiza. Estos mapas permitirán ubicar en los sitios donde se realicen las observaciones y mediciones de campo que permitirán elaborar el mapa geológico.

La ubicación de los afloramientos en el terreno puede efectuarse por varios métodos, debiéndose escoger el más adecuado para cada situación. Los estudios geológicos de detalle se realizan con apoyo topográfico para ubicar los rasgos estructurales importantes.

Cuando el terreno esté cubierto de vegetación profusa, no debe escatimarse tiempo ni dinero para la ejecución de brechas y descapotés para la observación.

Los rasgos más importantes que deben consignarse en los planos de campo son los contactos entre unidades de roca y las estructuras geológicas.

El levantamiento de unidades litológicas se refiere al reconocimiento y mapeo de los distintos cuerpos de roca, que pueden ser delineados y separados de los adyacentes a lo largo de superficies conocidas como contactos.

En el caso de la geotecnia, la separación de las unidades puede estar en función de diversas características, además del tipo de roca, como puede ser el grado de intemperismo, resistencia o fracturamiento, por lo que el mapeo de unidades debe ser más detallado y cuidadoso.

El mapeo de los contactos entre unidades de roca es un procedimiento básico en los levantamientos geológicos. También es importante buscar y medir cuidadosamente las características de las fallas, fracturas y estratificación. Todas las observaciones realizadas deben registrarse en la libreta de campo y referidas a los sitios donde se efectúan.

La obtención de fotografías de afloramientos durante el levantamiento puede contribuir a dilucidar aspectos que aparezcan confusos de las observaciones hechas en campo. En el cuadro 7.2 se dan algunas recomendaciones para dicha práctica.

#### Cuadro 7.2 Recomendaciones para fotografía de afloramientos.

Es conveniente que al tomar una fotografía también se realice un diagrama sencillo en el que se anote la vista y se señalen los detalles geológicos más importantes.

En zonas encañonadas y con cantiles inaccesibles es recomendable auxiliarse de fotografías terrestres para realizar interpretaciones y cartografía geológica. Pueden tomarse fotografías utilizando telefoto en donde se obtenga el traslape necesario para lograr estereoscopia y poder realizar mejores interpretaciones, o bien pueden tomarse varias fotografías que permitan armar un mosaico a una escala apropiada para identificar y analizar la litología, las fallas y fracturas.

La metodología de fotografiado consiste en efectuar los recorridos de campo de la zona a fin de tener una interpretación preliminar de las unidades geológicas y sus estructuras, y de esta manera determinar cuáles son los rasgos importantes y desde dónde se puede observar mejor. Es conveniente utilizar cámaras de 35 mm, tripié y telefotos que permitan obtener mosaicos a escalas 1: 200 a 1: 1,000.

Es recomendable obtener antes fotografías panorámicas en varias vistas o hacer croquis previos anotando en ambas lo que se va a tomar. Se procede a fotografiar el mosaico por franjas tratando de que al tomar una franja sólo se mueva uno de los ejes de la cámara. Entre foto y foto debe haber una sobreposición de 5 a 10 % como máximo, lo que se logra fijando los ejes o límites del cuadro del visor en puntos del terreno que sean fácilmente identificables.

*Al enviar los rollos a revelar conviene pedir que se entreguen sin cortar en una tira que contenga el total de fotos. Después se procede a identificar la posición del mosaico, armando las tiras de foto, para posteriormente cortarlas y pegarlas entre sí, con lo que el mosaico queda armado.*

Se hace la interpretación geológica de los contactos entre unidades de roca, fallas, fracturas, zonas inestables y todo lo que sea de interés para el proyecto. Con esto se elabora un plan de trabajo con las rutas de campo para la toma de datos.

Ya en el campo, y desde los puntos más convenientes, se procede al trabajo de ubicación de ciertos contactos o estructuras geológicas. Con un distanciómetro, radio y el mosaico se dirige al geólogo que va a tomar los datos y que lleva una mira reflectora. La persona que está en el aparato le va indicando por radio como llegar a los puntos marcados en la fotografía y el número que le corresponde a la radiación, con la que se va a localizar el dato que tome el geólogo. Los puntos inaccesibles se toman por intersecciones.

Se procede a efectuar el cálculo y dibujo topográfico, vaciar sobre éste la información geológica y así obtener la carta geológica.

**Recolección de muestras.** La obtención de muestras representativas de las unidades litológicas del área sirven para realizar análisis petrográficos que permiten definir con exactitud el tipo de roca, grado de alteración, características mineralógicas, texturales y microfracturamiento. Las muestras extraídas de los sondeos y de las excavaciones a cielo abierto, se utilizan para efectuar ensayos de laboratorio y determinar sus propiedades índice y mecánicas.

El requisito más importante que debe cumplir una muestra es que sea representativa de la unidad estudiada. Las muestras se deben obtener directamente del afloramiento previamente seleccionado, ubicando adecuadamente el sitio en el mapa-base.

El tamaño y número de muestras que es necesario coleccionar varía de acuerdo con el propósito del estudio y tipo de pruebas de laboratorio.

Las sugerencias generales para coleccionar muestras son:

- Colectar muestras representativas de las unidades litológicas.
- Colectar materiales de los contactos estructurales (rellenos de fallas) y estratigráficos.
- Para algunos tipos de pruebas las muestras deben orientarse.
- Deben coleccionarse muestras sanas, aunque en algunos casos puede ser más importante obtener muestras de la zona intemperizada.
- Las muestras en serie se pueden usar para determinar cambios en el perfil de un suelo para comparar la composición de diferentes capas de o donde existan variaciones en el grado de intemperismo y de resistencia.

Las muestras en serie se coleccionan para estudiar la variación de propiedades respecto a un parámetro y/o comprobar información geológica, por ello se deben seleccionar

después de hacer un amplio examen de los afloramientos. Dado que el número de muestras tiene que ser limitado, se deben obtener de tal manera que se obtenga el máximo de información.

Cada ejemplar de roca o suelo se debe marcar con un número que corresponda con el utilizado en el registro de campo.

También, debe llevarse una boleta de identificación donde se anote la descripción del sitio de muestreo y las principales características de la roca y el afloramiento. Las muestras se colectan en una bolsa de plástico gruesa y transparente, y posteriormente se pueden empacar en cajas de cartón fuerte o madera para su traslado.

Cuando los levantamientos geológicos son de detalle se marca con pintura indeleble el sitio de muestreo y este punto se ubica después topográficamente.

**Observaciones y mediciones en los afloramientos.** En la mayoría de los levantamientos geológicos los registros de campo que se toman durante los recorridos se concentran en las descripciones de los suelos y rocas, en las estructuras, en la observación de fenómenos de geodinámica externa y presencia de manantiales y zonas con filtraciones.

Las descripciones litológicas se deben registrar de manera sistemática y cumplir con los siguientes puntos:

- Localización específica del afloramiento o del área estudiada.
- Principales tipos de rocas y su disposición dentro de la unidad.
- Espesor y estructura de la unidad en esta área.
- Características generales del área bajo la que se encuentra la unidad (expresión topográfica, tipo de suelo, vegetación y la naturaleza de los afloramientos, fenómenos de geodinámica externa y manifestaciones de agua subterránea).
- Descripción de las rocas que se encuentran en el afloramiento.
- Descripción de las estructuras características de la unidad.
- Toma de fotografías de los principales afloramientos.
- Elaboración de dibujos que ilustren la distribución de las rocas y las estructuras.

Los aspectos de mayor importancia en el estudio de un afloramiento son la descripción de las características de los suelos y las rocas y las estructuras geológicas.

El objetivo de una descripción sistemática y detallada de los suelos y las rocas para trabajos de ingeniería, es proporcionar un marco de referencia que permita determinar y valorar sus características más importantes. Esta práctica facilita la comunicación entre las diversas ramas de la ingeniería que participan en un proyecto.

Los datos obtenidos de la descripción deben ser susceptibles de procesarse y analizarse posteriormente, con el objeto de zonificar o clasificar geotécnicamente un sitio.

Cuadro 7.3 Recomendaciones para identificación de suelos y rocas.

<b>Tipo de suelo o roca</b>
<p>Los nombres de los tipos de suelo o roca son útiles para la identificación del material, además de que pueden proporcionar información acerca de su historia geológica y características geotécnicas.</p> <p>Los nombres de las unidades pueden ser estratigráficos, litológicos, genéticos o una combinación de éstos.</p> <p>Las unidades de suelo o roca con origen y propiedades físicas similares deben ser delimitadas e identificadas con relación a su importancia en la ingeniería. Las diferencias entre éstas deben servir para realizar la zonificación del terreno estudiado.</p> <p>En estudios de tipo preliminar, planeación y mapeos de gran escala pueden utilizarse nombres de formaciones geológicas o nombres locales, acompañadas de descripciones de su importancia ingenieril.</p> <p>Cuando se trata de estudios de detalle, cada unidad debe ser identificada y delimitada en forma individual.</p> <p>Una misma unidad estratigráfica puede ser subdividida con el objeto de hacer resaltar diferentes propiedades ingenieriles, como el grado y susceptibilidad al intemperismo, la presencia de fracturamiento o cavidades, dureza, deformabilidad, minerales o capas y capas de baja resistencia y otras.</p> <p>La descripción micropetrográfica de las rocas incluye los parámetros que no pueden obtenerse de un examen macroscópico, como es el contenido mineralógico, tamaño de grano y textura. En particular un examen petrográfico debe concentrarse en datos relacionados con el origen, clasificación y detalles relevantes a las propiedades mecánicas de la roca. En los suelos gruesos la mineralogía de los granos se obtiene con frecuencia a partir de estudios <i>petrográficos</i>.</p>
<b>Color</b>
<p>El color es un índice cualitativo aparentemente de escasa utilidad, sin embargo puede dar indicios de la alteración, la composición mineralógica y, en ocasiones, es un auxiliar para la identificación del suelo y de la roca. Es conveniente mencionar si la descripción del color se realizó en estado seco o húmedo, ya que en algunos materiales esto ocasiona notables diferencias que causan confusión. Los colores de un suelo se describen visualmente con la ayuda de las cartas de colores de Munsell.</p>
<b>Tamaño y forma de los granos</b>
<p>La descripción del tamaño y forma de los granos en los suelos y de los cristales en las rocas permiten relacionarlos con su origen y propiedades mecánicas.</p> <p>Los suelos gruesos se describen basándose, en primer lugar, en el tamaño de los granos, mientras que los finos en la plasticidad. La forma de los granos puede variar desde angulosos hasta bien redondeados; además se deben identificar las forma alargadas y laminares.</p> <p>En las rocas la descripción del tamaño y forma de los cristales se realiza considerando su origen ígneo, sedimentario o metamórfico.</p>

Cuadro 7.3 Recomendaciones para identificación de suelos y rocas.  
(continuación)

<b>Textura y estructura interna</b>
La textura y estructura interna se refiere al arreglo que existe entre los granos de un suelo o los cristales de una roca. La textura y estructura interna están estrechamente relacionadas con las propiedades físicas de los suelos y rocas, ya que pueden estar asociadas a la permeabilidad, deformabilidad y resistencia.
<b>Cementación</b>
La cementación es uno de los procesos diagenéticos de la litificación de los sedimentos. Las determinaciones del tipo y grado de cementación que presentan los suelos y rocas tiene relación con ciertas propiedades tales como porosidad, permeabilidad, resistencia y otras.
<b>Estructura</b>
La estructura es la forma en que están dispuestos los suelos y rocas en el campo. El término involucra a las discontinuidades, estratificación y deformación observada a mayor escala que la muestra de mano.
<b>Intemperismo</b>
<p>El intemperismo es también conocido como meteorización y se entiende como el conjunto de modificaciones causadas a las rocas por los agentes atmosféricos que provocan desintegración mecánica y degradación química. Los efectos del intemperismo generalmente disminuyen con la profundidad, sin embargo, puede existir un intemperismo diferencial bajo ciertas condiciones. El producto del intemperismo de las rocas son los suelos residuales.</p> <p>El intemperismo tiene relación directa con varias propiedades geotécnica de las rocas como son: porosidad, absorción, densidad, compresibilidad y resistencia. Generalmente el intemperismo se identifica por cambios en la coloración y textura de la roca, presencia de rellenos en las superficies de las fracturas, tamaño de los granos y su dureza.</p> <p><i>En los estudios geológicos debe establecerse claramente la zonificación de los diversos grados de intemperismo (cuadro 7.4), ya que en ocasiones es más importante estudiar las zonas intemperizadas que la roca sana.</i></p>

Cuadro 7.4 Determinación del grado de intemperismo.

Grado	Término	Descripción
1	Sana	No hay señales visibles de meteorización en la substancia rocosa, ligera decoloración en las superficies de las discontinuidades.
2	Ligeramente meteorizada	Decoloración en la substancia rocosa, decoloración en las superficies de las discontinuidades.
3	Meteorización moderada	Menos de la mitad de la roca está alterada. La substancia rocosa está presente como núcleo continuo.
4	Muy meteorizada	Más de la mitad de la roca está alterada y desintegrada. La substancia rocosa está descolorida y solo está presente en núcleos discontinuos.
5	Meteorización completa	Toda la roca está alterada y/o desintegrada, sin embargo la estructura de la masa original aún se conserva (saprolito).
6	suelo residual	La roca está totalmente transformada a suelo. La estructura y textura de la roca han desaparecido, presenta aumento de volumen, sin transporte.

### 7.4.2 Sondeos

Se denomina sondeos a los trabajos realizados mediante perforaciones, ya sea en suelos o en rocas, que tienen por objetivo obtener muestras de materiales atravesados para su descripción, clasificación, estudio y ensayos de laboratorio.

También, a través de las perforaciones se pueden realizar mediciones y pruebas de campo para determinar propiedades mecánicas y de permeabilidad de los materiales. En ellas mismas es posible obtener información de las condiciones, profundidad y calidad del agua en el subsuelo. Los sondeos son una de las técnicas de exploración directa más útiles para el estudio y conocimiento del subsuelo, ya que se puede obtener gran cantidad de información de las muestras recuperadas, de los incidentes registrados durante el proceso de perforación y del sitio mismo.

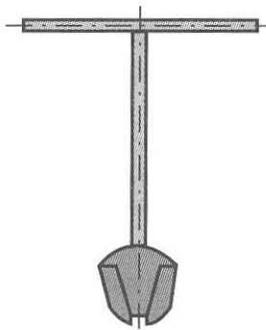
La programación de los sondeos se debe realizar en forma adecuada considerando el tipo de proyecto a estudiar condiciones topográficas y geológicas del sitio, así como las características de la maquinaria empleada.

Las muestras obtenidas de un sondeo pueden ser alteradas o inalteradas. En las primeras la recuperación del material se lleva a cabo de tal forma que la estructura

original del material se destruye total o parcialmente; a partir de estas muestras es posible identificar los suelos y rocas, determinar algunas propiedades índice, definir la estratigrafía y preparar especímenes reconstituidos o compactados. En las muestras inalteradas se procura conservar la estructura original del material, sin embargo la relajación de esfuerzos produce modificaciones de sus características y comportamiento mecánico. Las muestras inalteradas se emplean en el laboratorio para identificación, clasificación y realizar ensayos para obtener propiedades índices y mecánicas.

**Sondeos en suelos, muestras alteradas.** Para recuperar muestras alteradas se utilizan:

- Pala posteadora y barrena helicoidal. Son muestreadores manuales que permiten obtener testigos de suelo de una sola profundidad o integrales (figura 7.1).
- Tubo partido. El penetrómetro estándar es un tubo de acero que se hinca en el terreno con el impacto de una masa y permite definir indirectamente la estratigrafía del suelo y la variación con la profundidad de la compacidad relativa; además permite recuperar muestras alteradas que se depositan en el interior del tubo de pared gruesa partido longitudinalmente.



a) Pala posteadora



b) Barreno Helicoidal

Figura 7.1 Muestreadores manuales.

**Sondeos en suelos, muestras inalteradas.** Para obtener muestras inalteradas se emplean:

- Muestreadores de pistón. Constan de un tubo de pared delgada que se hinca presión en el suelo con una cabeza que tiene un mecanismo de pistón que puede ser fijo, retráctil o libre. El muestreador crea un vacío en la parte superior de la muestra que permite extraer muestras de suelos cohesivos muy blandos tales como limos y arcillas (figura 7.2).
- Tubo Shelby. Se emplea para muestreo de suelos blandos a semiduros (figura 7.3).
- Muestreadores Denison y Pitcher (fig. 7.4). Los muestreadores recuperan testigos de arcillas duras, limos cementados con pocas gravas operando a rotación y presión. Esencialmente están constituidos por dos tubos concéntricos: el tubo interior está montado a la cabeza del muestreador sobre baleros axiales y el exterior está unido por medio de rosca, y en su extremo inferior lleva la broca de corte. El muestreador Pitcher se emplea cuando el terreno presenta alternancia de materiales duros y blandos, ya que tiene intercalado entre ambos tubos un resorte axial que permite regular la distancia entre la broca y el tubo interior.

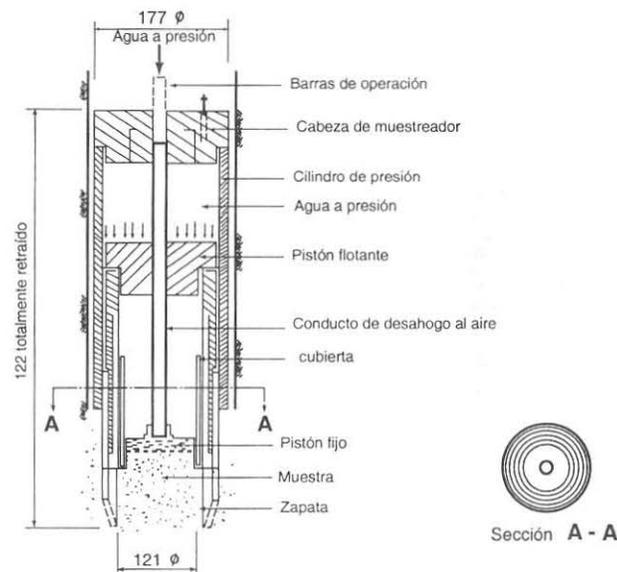
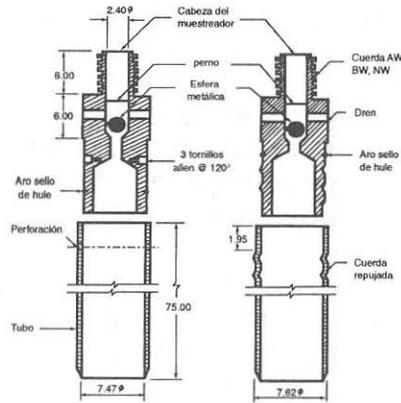
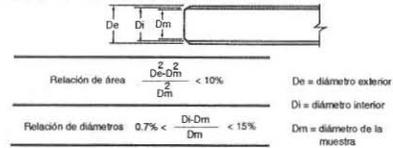


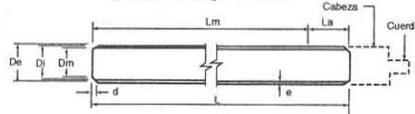
Figura 7.2 Muestreador de pistón.



a) Muestreador de pared delgada



b) Condiciones geométricas

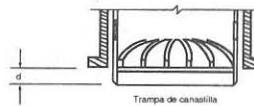
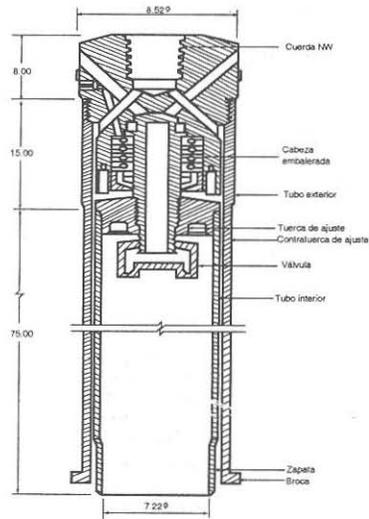


Diam. nominal en cm	De en cm	Di en cm	Dm en cm	e en cm	d en cm	L en cm	Lm en cm	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW
10.0	10.16	9.76	9.51 9.68	0.20	1.20	90	75	BW NW

De = Diámetro exterior  
 Di = Diámetro interior  
 Dm = Diámetro de la muestra  
 e = Espesor  
 d = Longitud aguzada  
 L = Longitud del tubo  
 Lm = Longitud de muestra recomendada  
 La = Espacio para azoles

c) Dimensiones de los tubos de pared delgada

Figura 7.3 Muestreador Tubo Shelby.



Ajuste, d, entre broca y tubo interior

Tipo de suelo	d, cm
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 o el menor

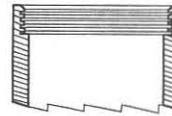
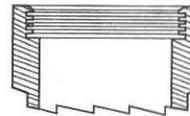


Figura 7.4 Muestreador Tubo Denison.

**Sondeos en rocas, muestras alteradas.** Se efectúa perforación con rotación y percusión. Por medio de la recuperación de polvo y esquirlas de roca se puede inferir el tipo de material atravesado. Es necesario observar el color del polvo, la dureza de las esquirlas y relacionarlos con la velocidad de perforación para tener mejores resultados en la interpretación. Con frecuencia este tipo de sondeo se emplea para detectar cavidades en el subsuelo, su profundidad y tamaño.

**Sondeos en rocas, muestras inalteradas.** Se utilizan perforaciones con recuperación de núcleos. La recuperación de núcleos por medio de la barrenación con diamante es uno de los métodos de exploración más importante en estudios geológicos y geotécnicos.

Las máquinas perforadoras modernas poseen avance hidráulico que permite a la broca ajustar su sistema de penetración a la dureza de la roca y pasar rápidamente a través de roca alterada y zonas de falla. La barrenación se realiza con agua para enfriar la broca de diamantes y para la expulsión de los recortes fuera del barreno. El tubo de perforación contiene en su interior un barril muestreador giratorio, el cual almacena el núcleo de roca recuperado e impide su contacto con el tubo exterior que al girar podría dañar o destruir la muestra.

En perforaciones profundas se emplea el sistema wire-line, el cual permite extraer únicamente el barril muestreador sin necesidad de retirar la tubería de perforación, con un ahorro importante de tiempo. El registro que se lleva de la perforación es la primera fuente de información que se tiene del terreno. En este registro deben anotarse los siguientes puntos:

- Profundidad de inicio y de terminación en cada turno.
- Profundidad de cada tramo muestreado.
- Diámetro del núcleo y cambios en el tamaño de los núcleos.
- Rellenos y cementación de tramos de la perforación.
- Tiempo de perforación de cada tramo muestreado.
- Pérdida o recuperación de agua, lodo o flujo de aire.
- Medición del nivel del agua en el subsuelo al inicio y fin de cada turno.
- Descripción simplificada del material.
- Localización de zonas de muestreo.
- Profundidad y detalle de las zonas donde hubo problemas para realizar la perforación en forma normal.

Los núcleos de roca obtenidos por medio de perforación con broca de diamante son acomodados en cajas especiales donde se indica la profundidad de cada tramo

recuperado. El grado de fracturamiento y alteración que muestran son un indicador de las condiciones del macizo rocoso. El fracturamiento de los núcleos puede describirse de varias formas:

- Frecuencia de fracturamiento. Es el número de fracturas presentes en una longitud dada.
- Densidad de fracturas. Es el espaciamiento natural entre las fracturas que están presentes en el núcleo recuperado.
- Índice de calidad de roca (RQD). Considera únicamente los fragmentos de núcleos mayores o iguales a 10 cm con relación a la longitud total perforada. El porcentaje de recuperación es la relación entre la longitud recuperada y el total perforada, y ayuda a la interpretación geológica del terreno.

Al contabilizar las fracturas en las muestras recuperadas es necesario distinguir aquéllas que no son naturales sino inducidas por el equipo de perforación o por el manejo de la muestra al ser extraída del barril muestreador, en especial cuando se trate de rocas débiles.

### ***7.4.3 Pozos a cielo abierto, zanjas y galerías.***

Son métodos de exploración que permiten un estudio directo y visual del terreno en condiciones geológicas prácticamente inalteradas. La excavación de estas obras se puede realizar por medio de herramientas manuales, equipos neumáticos y/o explosivos.

La selección del método de exploración más adecuado depende de varios factores: tipo de presa proyectada, tipo de información que se desea obtener, datos que pueden proporcionar la excavación y uso adicional que se le puede dar, costo y beneficio respecto a otro método de exploración. Estas obras se realizan con diversos propósitos: investigación de la estructura del suelo y de la roca, estratigrafía detallada del terreno, observación de sistemas de discontinuidades y de la estratificación, observación del grado y profundidad de intemperismo, estudio de estratos permeables o de baja resistencia, conocer la continuidad de planos de falla o fracturas, realización de pruebas de campo, obtención de muestras inalteradas para ensayos de laboratorio y para la instalación de instrumentos geotécnicos.

**Pozos a cielo abierto.** Son excavaciones verticales de sección cuadrada realizadas a partir de la superficie del terreno. Tienen de 1.5 a 2 m de lado y de 5 a 10 m de profundidad cuando el nivel del agua en el subsuelo lo permite.

**Zanjas.** Son también excavaciones realizadas desde la superficie del terreno pero su forma es alargada: sus dimensiones son variadas dependiendo del objetivo buscado.

**Galerías de exploración.** Son túneles de sección reducida excavados generalmente en sentido horizontal. La profundidad del socavón depende de los objetivos geológicos y las dimensiones de la sección del tipo de pruebas que se realizarán dentro de ellos; cuando sólo se emplean para reconocimiento geológico son de 1.5 a 2 m de ancho por 1.5 a 2.5 m de altura.

## 7.5 Estudios de detalle, métodos indirectos

### 7.5.1 Fotogeología

La fotogeología se define como la técnica de utilizar las fotografías aéreas para obtener información geológica, identificando e interpretando los rasgos, colores y tonalidades de la superficie terrestre.

Las fotografías aéreas basan su funcionamiento en la impresión de un objeto sobre película fotosensible con el apoyo de un sistema óptico que permite controlar las condiciones de exposición.

La fotogeología permite planear en forma adecuada los trabajos de campo, reduce en gran medida el tiempo de los recorridos geológicos de campo y, en muchos casos, revela características de interés geológico que de otra forma requerirían una exhaustiva exploración.

Cuando las condiciones de accesibilidad al área de estudio son difíciles o muy extensas, la fotogeología proporciona información muy valiosa y de manera expedita.

Existen dos tipos de fotografías aéreas, las verticales y las oblicuas:

- **Fotografía vertical.** Son aquellas tomadas con el eje óptico en ángulo recto con respecto a la superficie del terreno (figura 7.5). Este tipo de fotografías, llamadas fotografías nadir, tienen la característica de que en ellas concuerda el punto medio de la fotografía con el punto medio de la superficie terrestre.
- **Fotografías aéreas oblicuas.** Son aquellas cuyo eje óptico se inclina sistemáticamente sobre la superficie terrestre formando ángulos mayores a  $20^\circ$ . Estas se dividen en fotografías oblicuas altas, las que muestran el horizonte aparente y en oblicuas bajas cuando no se muestra el horizonte.

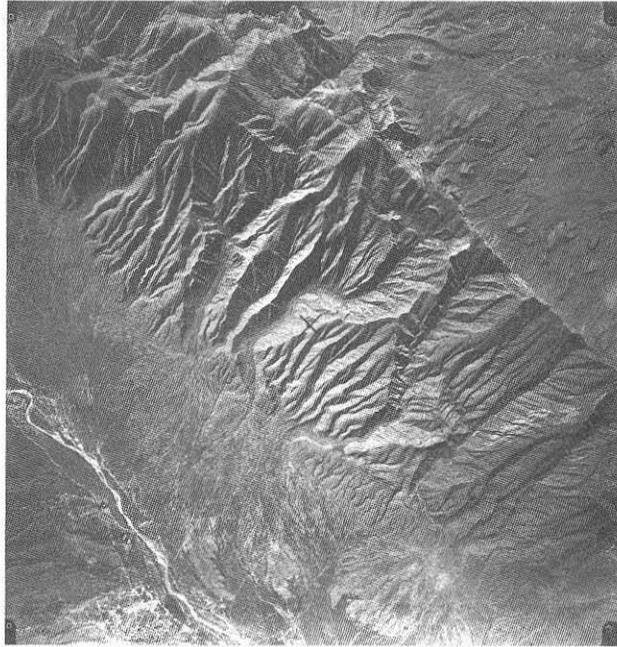


Figura 7.5 Fotografía aérea vertical.

**Ventajas de la fotogeología.** Los estudios fotogeológicos para las obras hidráulicas como las presas, tienen las siguientes ventajas:

- Proporcionan un conocimiento general y rápido de la geología del área de la boquilla y del embalse.
- Brindan un panorama del terreno más amplio del que puede ser observado directamente en el campo, empleando el estereoscopio además se aprecia en forma tridimensional.
- Permiten la observación de rasgos y estructuras geológicas de zonas inaccesibles.
- Reducen la duración y costos de los trabajos de campo.
- Registran lineaciones e identifican rasgos tectónicos de gran escala.

**Drenaje y relieve.** Para obtener un análisis cualitativo general del contenido de las fotografías aéreas se recomienda prestar especial atención a: rasgos estructurales; cuerpos

tabulares tales como los estratos en rocas sedimentarias; formas del relieve y red de drenaje (figura 7.6). En las fotografías aéreas estos elementos son diferenciables gracias a los distintos tonos de los grises que presentan, estructura, textura y formas geomorfológicas. Las características típicas por medio de las cuales se pueden hacer deducciones e inferencias sobre el tipo de roca del subsuelo son la densidad de drenaje y el relieve de la superficie del terreno.

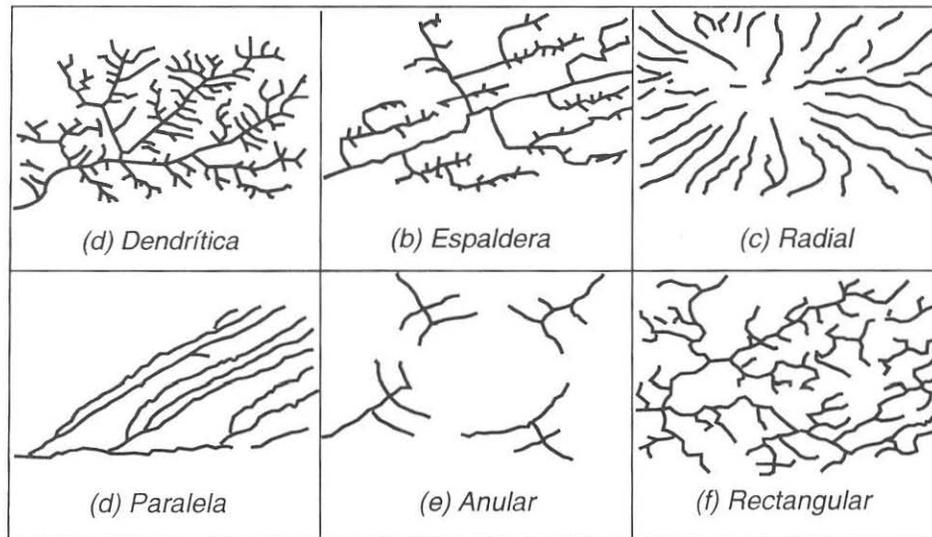


Figura 7.6 Tipos de drenaje.

La densidad de drenaje se define como la relación que existe entre la longitud (L) de todos los arroyos de una cuenca y el área (A) de su superficie. La densidad de drenaje (D) se obtiene de  $D = L/A$ . Con el análisis de la densidad de drenaje se hacen evidentes las diferencias litológicas. El análisis del drenaje perenne e intermitente es también un indicador de la naturaleza de las rocas del subsuelo.

El comportamiento del relieve es un indicador de la intensidad de los procesos erosivos en las áreas analizadas.

**Aplicaciones.** Dentro de las principales aplicaciones de la fotogeología al estudio de sitios para presas están los siguientes:

- Litología y estructuras geológicas.
- Tipo y distribución de unidades litológicas en la boquilla y embalse.
- Reconocimiento de fallas regionales.
- Determinación de sistemas o patrones de fracturamiento en el área de la boquilla.
- Agua Subterránea.
- Afloramientos de rocas y estructuras geológicas asociadas a los acuíferos, así como los sitios potenciales de recarga.
- Localización de manantiales.
- Terrenos muy permeables, como arenas, gravas y rocas cársticas.
- Bancos de Materiales.
- Localización de bancos de arena, grava, arcilla y roca, así como sus caminos de acceso al área de interés.
- Erosión.
- Zonas de suelos y rocas de fácil erosión que influyan en el azolvamiento del vaso.
- Estabilidad.
- Inestabilidad de laderas con movimiento de reptación, deslizamientos por gravedad y flujos de lodo.

### 7.5.2 Métodos geofísicos

Los métodos de exploración geofísica se emplean en los estudios previos a la construcción. Representan una economía en tiempo y costo; sin embargo, nunca substituyen los estudios directos, sino más bien son complemento de ellos.

En los cuadros 7.5, 7.6 y 7.7 se presentan las características de los métodos geofísicos empleados en la ingeniería.

Los métodos de exploración geofísica empleados con más frecuencia en estudios de sitios para presas son los sísmicos y los eléctricos.

**Método sísmico.** Consiste en determinar el tiempo de arribo de las ondas sísmicas generadas por una explosión o impacto de una masa, a sismodetectores o geófonos que transforman la vibración mecánica en señales eléctricas que son amplificadas, filtradas y registradas en un sismógrafo.

Las ondas normalmente estudiadas son las longitudinales P, las ondas transversales S y las ondas de superficie Love y Rayleigh.

Existen varios métodos sísmicos, sin embargo el de más aplicación es el de refracción, donde las profundidades de investigación son someras y el tiempo de registro es máximo de un segundo. Las ondas grabadas son el producto de la refracción en las discontinuidades del medio.

Cuadro 7.5 Métodos de exploración geofísica (métodos eléctricos).

Modalidad		Principios físicos	Información obtenida	Aplicación	Generalidades	Restricciones
Sondeos eléctricos verticales	Schulm-Berger	Generar un campo eléctrico, midiendo la corriente de entrada y el campo potencial través de la diferencia de potencial	Resistividad eléctrica de las diferentes unidades así como su posición	-Zonas de alteración y fracturamiento -Estructuras del subsuelo - Nivel freático - Arcillosidad - Aguas subterráneas - Zonas de baja resistividad - Grado de agresividad de suelos	-Ideal para terrenos poco accidentados topográficamente -Facilidad de ejecución, procesado e interpretación - Variación de la resistividad principalmente en el sentido vertical	-Poca penetración en zonas de poco contraste resistivo - No aplicable en zonas totalmente saturadas y/o salinas - Para grandes profundidades requiere de equipo y consideraciones especiales
	Wenner					
Calicatas eléctricas	Dipolo-dipolo	Se genera un campo eléctrico en subsuelo midiendo la corriente eléctrica que se inyecta así como el potencial generado	Se mide la resistividad aparente a manera de perfil continuo	- Detección de anomalías laterales - Accidentes estructurales - Detección de cavidades - Grado de fracturamiento	-Medición de la resistividad en el sentido horizontal y vertical a manera de perfil continuo y profundidad constante	-Profundidad de investigación y función del tamaño de la anomalía a definir -Profundidad somera
	Polo-dipolo Polo-polo Bloques					
Polarización inducida		Inducción de campo eléctrico midiendo capacidad de retener carga eléctrica que tienen los materiales del subsuelo	- Cargabilidad real y profundidad - Resistividad	- Detección de horizontes arcillosos - Acuíferos con problemas de salinidad	- Se aplican en combinación con estudio de resistividad - Sus variantes en arreglos pueden ser los mismos que para resistividad	-No recomendable para condiciones de resistividad alta o heterogénea
Potencial natural		Medición del campo potencial natural que poseen todos los materiales del subsuelo	- Potencial natural	- Zonas de fracturamiento - Contactos verticales - Corrosión de tuberías - Filtraciones de agua	- Se pueden hacer los levantamientos con arreglos normales, gradientes en perfiles, etc.	-Es muy importante la polaridad y orden de la medición - Factores ambientales

Cuadro 7.6 Métodos de exploración geofísica (métodos sísmicos).

Modalidad	Principios físicos	Información obtenida		Aplicación	Generalidades	Restricciones	
Refracción	Generar ondas elásticas en el subsuelo, tomando como arribos las ondas refractadas o reflejadas según el caso	- Velocidad de propagación de ondas elásticas tipo P y S - Espesores de unidades sísmicas		- Zonas de alteración - Compacidad de materiales - Arabilidad y dragabilidad - Grado de fracturamiento	Se generan ondas elásticas por explosión, vibración y/o golpeo - Puede usarse bajo el nivel del mar - Bajo costo	Siempre $V1 < V2 < V3 < \dots < Vn$ Para profundidades someras (10-30 m)	
Reflexión				- Zona limpia y/o despalme - Rellenos o acarreo - Propiedades elásticas dinámicas - Configuración de estructuras en el subsuelo	- Son ondas generadas por explosión, vibración y/o golpes - Define estructuras complejas - Profundidades mayores a 50-100 m	Costos de operación elevados	
Perfiles acústicos	Reflexión de ondas sísmicas	- Impedancia acústica		- Definir la compacidad en los estratos del subsuelo marino - Contactos de depósitos litorales-roca	- Estructuras del subsuelo marino	- Condiciones de ubicación y navegación - Profundidad - Frecuencia de operación	
Pruebas sísmicas	Generación de ondas elásticas y ultrasónicas	- Velocidad de propagación de ondas elásticas tipo P y S		Determinar parámetros elásticos dinámicos en muestras de roca en laboratorio	- Pruebas de laboratorio y/o pequeños afloramientos	- Representatividad de los resultados, en condiciones generales, del macizo rocoso	
	<i>Cross-Hole</i>	Generar y detectar ondas sísmicas en dos o más pozos de la misma profundidad	Velocidad de ondas P y S en cada unidad	- Determinar parámetros elásticos-dinámicos a lo largo del pozo a nivel macizo rocoso	- Se requiere de dos o mas pozos a una misma profundidad y además	Uso de explosivo y/o dispositivo electromecánico para generar el impulso sísmico	
	<i>Down-Hole</i>	Generar ondas sísmicas en superficie y detectar dentro del pozo		- Zonificaciones de horizontes de baja y alta velocidad - Determinar zonas anómalas entre dos pozos	- Se requiere solo de un pozo adomado con PVC	Poco espesor de capa superficial	
Pozos	<i>Up-Hole</i>	Generar ondas sísmicas dentro de un pozo y recibirlas en superficie					Uso de explosivo para generar el impulso sísmico
	Tomografías sísmicas	Generar ondas sísmicas y recibirlas en una serie de detectores				- Se requiere de dos pozos adomados con PVC	Separación de pozos en función del tipo de material y anomalía a detectar

Cuadro 7.7 Métodos de exploración geofísica (otros métodos).

Modalidad	Principios físicos	Información obtenida	Aplicación	Generalidades	Restricciones
Registros de pozos	Electrónicos Generación de un campo eléctrico midiendo resistividad eléctrica	- Resistividad - Potencial natural	- Estructura del subsuelo y presencia de agua subterránea	- Valores de resistividad a lo largo del pozo - Contactos geológicos	- Necesario correr como pozo sin adema y con lodo
	Sónicos Generación de ondas elásticas	- Velocidad de ondas tipo P y S	Propiedades dinámicas de corto alcance	- Uso de frecuencia ultrasónicas para generar impulsos sísmicos	- Principalmente para pozos en roca
De reflexión	Generación de ondas elásticas		Dureza y estructura en las paredes del pozo		- Su uso es para un entorno del pozo
	Radiactivos Inducción de radioactividad	- Densidad y saturación	Propiedades del suelo	- Correlaciones con otras mediciones	Poco uso en la ingeniería civil
Magnetometría	Medición del campo magnético terrestre	- Susceptibilidad magnética	- Minería - Geohidrología	- Susceptible a cambios magnéticos de los diferentes materiales del subsuelo	- Aplicación restringida a geotécnica
Gravimetría	Medición del campo gravitacional	- Variación de densidad	- Exploración petrolera - Minería - Geohidrología - Geotécnica	- Trabajos de tipo regional y semidetalle	- En geotécnica requiere de una alta sensibilidad en los instrumentos de medición
Radar	Reflexión de ondas electromagnéticas	- Tiempos de viaje de los impulsos electromagnéticos	- Localización de tuberías - Cables - Depósitos enterrados - Estructuras geológicas y/o antropógenos	- Usado como perfilaje continuo - También usado como tomografía en pozos	- Condiciones de los materiales, resistividad, profundidad y frecuencia de operación - Costo elevado

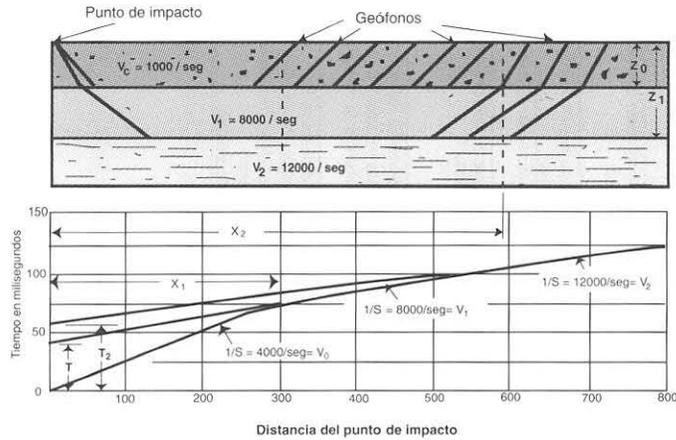


Figura 7.7 Método geosismo.

En la figura 7.7 la onda sísmica en el punto de impacto se transmite por varios caminos a los geófonos. En una gráfica distancia-tiempo se dibujan a partir de los tiempos de arribo de los primeros impulsos en cada geófono. La velocidad de cada una de las capas se obtiene tomando el recíproco de la pendiente de cada segmento de la curva distancia tiempo. Las distancias críticas  $X_1$  y  $X_2$  se localizan en las intersecciones de los segmentos de la gráfica. Las profundidades  $Z_0$  y  $Z_1$  se pueden calcular por medio de las fórmulas:

$$Z_0 = \frac{X_1}{2} \sqrt{\frac{V_1 - V_0}{V_1 + V_0}} \quad (7.1)$$

o

$$Z_0 = \frac{T_1 V_0 V_1}{2} \sqrt{V_1^2 - V_0^2} \quad (7.2)$$

y

$$Z_1 = \frac{X_2}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} + Z_0 \frac{V_2(V_1^2 - V_0^2) - V_1(V_2^2 - V_0^2)}{V_0(V_2^2 - V_1^2)} \quad (7.3)$$

Una condición importante para la aplicación del método es que la velocidad de propagación de las ondas aumente con la profundidad. Del análisis de los sismogramas es posible distinguir el arribo de las ondas y, a partir de ahí, construir la gráfica tiempo-distancia (dromocrónica) y definir la distribución de velocidades de propagación en el subsuelo.

Cuando se requiere determinar parámetros elásticos del terreno, como la relación de Poisson, y el módulo de elasticidad (Young) dinámicos, es necesario además conocer las velocidades de propagación de las ondas transversales.

El método de refracción es de los más utilizados en exploración geotécnica para definir la calidad de la roca, la profundidad de un depósito o de alteración del terreno y sus parámetros elásticos. En el cuadro 7.8 se presenta la descripción de la velocidad de onda y en el cuadro 7.9 se dan algunos valores aproximados de velocidad para materiales pétreos y suelos.

Cuadro 7.8 Descripción de la velocidad de propagación de ondas de compresión (Anon,1979).

Clase	Velocidad (km/s)	Descripción
1	Menos de 2,500	muy baja
2	2,500 - 3,000	baja
3	3,000 - 4,000	moderada
4	4,000 - 5,000	alta
5	más de 5,000	muy alta

Cuadro 7.9 Velocidad de onda comprecional de algunas rocas y suelos comunes.

<b>Rocas Igneas</b>	Vp (km/s)	<b>Rocas Sedimentarias</b>	Vp (km/s)
Basalto	5.1-6.4	Yeso	2.0-3.5
Dolerira	5.8-6.6	Caliza	2.8-7.0
Gabro	6.5-6.7	Arenisca	1.4-4.4
Granito	5.5-6.1	Lutita	2.1-4.4
<b>Rocas metamórficas</b>		<b>Suelos</b>	
Gneiss	3.7-7.0	Aluvión	0.3-0.6
Mármol	3.7-6.9	Gravas y arenas	0.3-1.8
Cuarcita	5.6-6.1	Arcilla	1.5-2.0
Esquisto	3.5-5.7	Arcilla arenosa	2.0-2.4
Pizarra	3.5-5.4		

**Método eléctrico.** Los métodos eléctricos hacen uso de tres propiedades básicas de las rocas: la resistividad (recíproco de la conductividad), actividad electroquímica (método del potencial) y la capacidad de almacenamiento eléctrico (método de prospección inductivo). De ellos el más empleado en investigaciones geotécnicas es el de resistividad (fig. 7.8).

El método de resistividad eléctrica se basa en el principio de que cualquier cambio en la resistencia específica del suelo o la roca cambiará el flujo de la corriente a través del material y por ello, incrementará o reducirá el potencial eléctrico entre dos electrodos de medición.

La resistividad (cuadro 7.10) es función del electrólito contenido en los poros y espacios del material, y es inversamente proporcional a la porosidad. En las rocas masivas fracturadas la densidad y distribución de las discontinuidades directamente controla la resistividad; sin embargo, en presencia de nivel de agua freática no es posible obtener cambios verticales del tipo de roca.

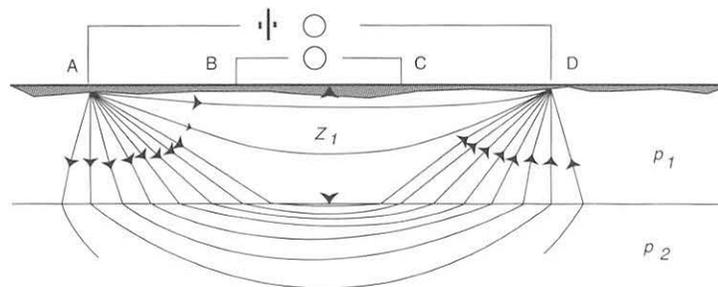


Figura 7.8 Método geoelectrico.

Se han desarrollado varias técnicas de operación, de las cuales la más utilizada en investigaciones geotécnicas, por su sencillez, es el método Wenner, en el que la corriente es transmitida al terreno por medio de electrodos insertados en los puntos A y D, y el gradiente de potencial asociado se mide en dos electrodos secundarios colocados en B y C (figura 7.8). La separación entre electrodos en esta configuración es tal que  $BA = BC = CD = \frac{1}{3}AD$ .

Cuando la separación entre electrodos es pequeña, muy poca de la corriente inducida es capaz de penetrar en la capa 2 y la resistividad aparente tiende a  $r_1$ . Esta resistividad aparente se puede expresar como:

$$\rho = 2\pi a \frac{V}{I} \quad (7.4)$$

donde:

$a$  es el espaciamiento entre electrodos ( $1/3 AD$ ),  $V$  es el voltaje medido y  $I$  la corriente inducida.

Cuando los espaciamientos son más grandes que  $z_1$ , la resistividad aparente tiende a  $r_1$  porque la corriente inducida penetra a la capa inferior.

La precisión de este método para predecir la estratigrafía del subsuelo es por lo general menor que la de refracción sísmica y por ello se utiliza menos; sin embargo, es más confiable para determinar la posición del nivel freático.

Cuadro 7.10 Valor típico de resistividad de varios materiales.

Material	Resistividad, ohm-m
Arena	$10 - 1 \times 10^4$
Granito	$1 \times 10^5$
Diorita	$1 \times 10^4$
Gabro	$1 \times 10 - 1.4 \times 10^7$
Gneiss	$2 \times 10^5 - 6 \times 10^8$
Pizarra	$6.4 \times 10^2 - 6.5 \times 10^4$
Conglomerado	$2 \times 10^3 - 1.3 \times 10^4$
Arenisca	$7 \times 10^1 - 7 \times 10^3$
Caliza	$1.8 \times 10$
Marga	$7 \times 10^1$

## 7.6 Estudios geológicos en la boquilla y en el embalse

### 7.6.1 Estudios en la boquilla

Los estudios geológicos de detalle que se realizan en una boquilla deberán dirigirse a determinar una serie de propiedades del terreno de cimentación que permitan arribar a un proyecto seguro, desde la construcción hasta la operación durante su vida útil. Los aspectos más comunes en que se emplea la información geológica en el diseño de presas son los siguientes:

- Determinar el tipo o tipos de rocas, sus contactos y la estructura geológica en que se desplantará la presa, así como las demás obras complementarias.
- Ubicación y orientación del eje de la cortina. El eje de la cortina se debe localizar en las zonas donde la roca de cimentación ofrezca las mejores propiedades de resistencia y deformación, especialmente donde el espesor de roca alterada sea menor. Por lo general, el eje de la cortina se sitúa perpendicular a la dirección del cauce por aspectos de economía, ya que es donde el volumen de materiales es menor. Sin embargo, no siempre las condiciones geológicas de las laderas derecha e izquierda son similares, por lo que en ocasiones se hace necesario modificar la dirección del eje, con cierto esviamiento respecto a la línea teórica perpendicular. Esto permite apoyar el cuerpo de la presa en zonas de mejores características.
- Localizar las principales discontinuidades que están presentes en el área de las obras, evitando, sobre todo que el cuerpo de la cortina se ubique sobre fallas importantes, continuas o regionales. En caso necesario deberá determinarse si la falla es activa. Se define una falla como activa cuando ha presentado desplazamientos en los últimos 10 mil años.
- Determinar el espesor de aluviones en el cauce del río y la granulometría de éstos. Esta información sirve para proyectar la construcción de pantallas plásticas en las ataguías y/o cuerpo de la cortina, cuando éstas se desplantan directamente sobre el aluvión.
- Profundidad de alteración de la roca en las laderas y cauce. Permite programar las excavaciones a lo largo de los apoyos de la cortina para que el desplante se realice en roca de mejores propiedades, ya sea completamente sana o menos alterada que la capa superficial.
- Presencia de fallas, rocas intrusivas o estratos permeables que crucen en forma desfavorable el cuerpo de la cortina. Las estructuras geológicas mayores, cuya dirección comunica el embalse de la presa con el río aguas abajo son, por lo general, las que representan mayores problemas para la cortina, tanto en construcción como en operación. En primer lugar, se trata de estructuras continuas que provocarán pérdida de agua por filtraciones si no son tratadas en forma adecuada desde la etapa de construcción. En segundo lugar, pueden ser estructuras que contengan rellenos de espesor grande y/o roca alterada, que al contacto con el agua de disgregue y que bajo condiciones de flujo se llegue a erosionar.
- Determinación de la permeabilidad general del terreno para evaluar las filtraciones y tratamientos requeridos. En el diseño de los tratamientos de impermeabilización se requiere el conocimiento de las variaciones de la permeabilidad del terreno con la

profundidad y las orientaciones preferenciales del fracturamiento, para poder definir la profundidad máxima de la pantalla de impermeabilización y la dirección óptima de las perforaciones de inyección y drenaje.

- Conocer las condiciones de estabilidad natural de las laderas en que se desplantará la cortina y determinar los posibles mecanismos de falla que podrían desarrollarse bajo las nuevas condiciones que impondrá la propia cortina y su embalse.

### ***7.6.2 Estudios en el embalse***

Los objetivos del estudio geológico del área del embalse son varios:

- Determinar las condiciones de impermeabilidad del vaso de almacenamiento.
- Localizar posibles comunicaciones con cuencas cercanas a través de estratos permeables que impidan el llenado del embalse.
- Determinar las condiciones generales de estabilidad en las laderas que quedarán en el entorno del embalse, sobre todo de aquellas que se localizan cerca de la boquilla.
- Estimar el grado de sismicidad que se pueda desarrollar por el llenado del embalse.

# 8. PROPIEDADES DE ROCAS

Sergio Raúl Herrera Castañeda

## 8.1 Introducción

Por lo general, las obras de ingeniería se construyen abarcando áreas grandes que involucran no sólo la substancia de que está formada la roca, sino además los defectos estructurales que posee en su conjunto, como son el fracturamiento, rellenos, cavidades, fallas y otros más, que influyen en el comportamiento del terreno ante las solicitaciones impuestas por la estructura.

De lo anterior se desprende la necesidad de diferenciar las propiedades que caracterizan a la substancia rocosa o roca intacta y las del conjunto o macizo rocoso.

Mientras que las características y el comportamiento de la roca intacta dependen de la mineralogía, textura y porosidad, en los macizos rocosos depende de alteración, fracturamiento, presencia de agua y del estado de esfuerzos al que está sometido.

El comportamiento de las rocas depende de las propiedades mecánicas e hidráulicas, entendiendo por comportamiento del material a la forma de resistir y deformarse al someterlos a la acción de los esfuerzos.

## 8.2 Propiedades de la roca intacta

Las propiedades relacionadas con la resistencia y la deformabilidad de la roca intacta son las más importantes desde el punto de vista geotécnico. Las propiedades hidráulicas obtenidas en laboratorio tienen poca aplicación práctica.

### *8.2.1 Propiedades índice*

Las propiedades índice de las rocas permiten clasificar y obtener una idea cualitativa de su comportamiento bajo determinadas circunstancias.

**Mineralogía.** El contenido mineralógico de una roca influye en su comportamiento en muy distintas formas que abarcan, tanto las características de resistencia mecánica como las hidráulicas.

Los principales minerales formadores de rocas son los silicatos, carbonatos y óxidos. Otros grupos químicos de minerales menos abundantes, pero que son también importantes por las características que transmiten a las rocas, son los sulfuros, sulfatos y aquéllos constituidos por sílice libre (no cristalina).

Minerales que poseen baja resistencia al esfuerzo cortante son los silicatos del grupo de los filosilicatos o minerales cuya red cristalina se desarrolla en forma laminar, por ejemplo, las micas biotita y muscovita, los minerales arcillosos (montmorillonita, illita y caolín) y la clorita y el talco. El yeso y el grafito también reducen la resistencia de la roca.

**Textura.** El término textura se refiere al arreglo intergranular entre los minerales de que está constituida la roca, la cual se puede observar en una superficie fresca a simple vista. Se distinguen tres tipos de texturas, principalmente, aunque desde el punto de vista geológico existen un sinnúmero de ellas: homogénea, heterogénea y laminadas.

Las rocas con textura homogénea por lo general presentan mayor resistencia, como el basalto, la caliza y el granito.

La textura laminada produce un efecto anisotrópico en las propiedades de resistencia y deformación, como es el caso de las rocas lutitas, las pizarras y gneisses.

**Peso volumétrico.** En general, un alto peso volumétrico corresponde con las rocas más resistentes, excepto cuando las rocas poseen características anisotrópicas.

El peso volumétrico de las rocas ígneas y metamórficas es mayor que el de las sedimentarias, ya que a mayor porosidad corresponde un menor peso volumétrico. El peso volumétrico de una roca se debe obtener en condiciones saturada y seca.

**Porosidad.** Se define la porosidad de una roca como la relación entre volumen de vacíos y el volumen de la muestra. Los vacíos, poros y fracturas en la roca intacta son formas importantes de no-uniformidad estructural o de textura, también tienen un efecto considerable en la conducción de calor gas y agua y en el comportamiento mecánico relacionado con su contenido de agua.

La presencia de estos defectos disminuye notablemente las propiedades mecánicas, ya que un porcentaje pequeño de porosidad en la roca tiene una gran influencia en la deformación. Valores típicos de peso volumétrico y porosidad en rocas se muestra en el cuadro 8.1.

Cuadro 8.1 Peso volumétrico y porosidad de distintas rocas (Attewell y Farmer, 1976).

Tipo de roca	Peso volumétrico T/m <sup>3</sup>	Porosidad %
Granito	2.6 - 2.9	0.5 - 1.5
Dolerita	2.7 - 3.05	0.1 - 0.5
Riolita	2.4 - 2.6	4 - 6
Andesita	2.2 - 2.3	10 - 15
Gabro	2.8 - 3.1	0.1 - 0.2
Basalto	2.8 - 2.9	0.1 - 1.0
Arenisca	2.0 - 2.6	5 - 25
Lutita	2.0 - 2.4	10 - 30
Caliza	2.2 - 2.6	5 - 20
Dolomita	2.5 - 2.6	1 - 5
Gneiss	2.8 - 3.0	0.5 - 1.5
Mármol	2.6 - 2.7	0.5 - 2
Cuarcita	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5
Pizarra	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5

**Contenido de agua.** Se define como la relación entre el peso del agua en una roca y su peso seco, expresado en porcentaje.

El contenido de agua está asociado con la porosidad de la roca y ambos producen una reducción en su resistencia mecánica. Probablemente debido a los efectos físico-químicos que produce el agua en determinados minerales, algunas rocas, cuando son sometidas a ciclos de secado y saturación, se ven afectadas en sus propiedades debido a la expansión y contracción que sufren.

### 8.2.2 Propiedades mecánicas

Las principales propiedades de la roca intacta actualmente aceptadas en ingeniería para describir su comportamiento son: la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo de deformabilidad; sin embargo, se practican en el laboratorio otras pruebas con fines específicos que ayudan a conocer las características de la roca.

**Compresión uniaxial.** La prueba a la compresión uniaxial consiste en la aplicación de un esfuerzo axial de compresión a una muestra no confinada lateralmente, la cual puede tener diversas formas pero que generalmente es cilíndrica (figura 8.1).

Es la prueba más sencilla que existe para determinar la resistencia de la roca intacta, sin embargo, los núcleos de roca requieren de una preparación muy cuidadosa que sólo en laboratorio se pueden realizar.

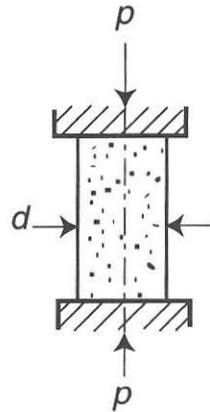


Figura 8.1 Prueba de compresión simple.

La resistencia se calcula por la expresión:

$$\sigma_c = \frac{P}{A^2} \quad (8.1)$$

donde:

P es la carga de compresión máxima aplicada al momento de la falla y A2 es el área de la muestra sobre la que se aplica la carga.

La resistencia a la compresión simple o uniaxial de las rocas depende de la influencia de varios factores. Los factores externos son aquellos que no dependen de la naturaleza de la roca y son:

- Fricción entre platina y superficie de la roca.
- Geometría de la probeta: forma, relación de esbeltez, y tamaño.
- Velocidad de carga.
- Temperatura ambiente.

Los factores internos que influyen en la resistencia de la roca, son:

- Tipo de roca, mineralogía, grado de cementación y textura.
- Elasticidad y plasticidad de la roca.
- Contenido de agua, porosidad, fisuramiento.
- Tamaño de grano y orientación de los cristales minerales.

La forma usual de realizar las pruebas a compresión es en formas cilíndricas con relación de esbeltez de 2.5 a 3, ya que esta relación permite una uniformidad de la distribución de esfuerzos en el tercio central de la muestra. En general, cuando aumenta la relación de esbeltez, la resistencia a la compresión disminuye.

En general, cuando aumenta el tamaño de la probeta disminuye la resistencia a la compresión, debido a que se incrementa el número de defectos en la muestra. El diámetro de una muestra de roca ensayada a compresión uniaxial debe ser diez veces mayor que el tamaño máximo del grano más grande de la muestra de roca, con esto se evita el efecto que produce el tamaño de los granos individuales en la resistencia del conjunto.

La resistencia a la compresión de una roca aumenta cuando se aumenta la velocidad de aplicación del esfuerzo. Se recomienda que la velocidad de aplicación de carga sea de 0.5 a 1 Mpa por segundo, considerando un tiempo de falla entre cinco y diez minutos.

**Índice de carga puntual.** La prueba consiste en la aplicación de una carga por medio de dos puntas diametralmente opuesta a una muestra de roca que puede o no tener alguna forma geométrica determinada. La ventaja de este tipo de prueba es que permite inferir la resistencia a la compresión uniaxial, sin necesidad de realizar la preparación que normalmente requiere una probeta en el laboratorio.

El equipo empleado es ligero y las pruebas se pueden realizar directamente en el sitio estudiado. También permite efectuar una gran cantidad de pruebas a bajo costo donde no se requieren mediciones de deformación pero sí valores aproximados de la resistencia a la compresión.

El índice se determina como la relación entre la carga máxima aplicada  $P$  al momento de la falla y el cuadrado de la distancia  $D$  entre las puntas. La distancia  $D$  recomendada en la prueba es de 50 mm, sin embargo, como es difícil tener muestras con este *diámetro*, el valor  $P/D$  obtenido se corrige para obtener el equivalente de 50 milímetros.

$$I_{s50} = \frac{P}{D^2} \quad (8.2)$$

El índice de carga puntual  $I_{s50}$  es un valor relativo de la resistencia de la roca y sus unidades no tiene significado físico.

La resistencia a la compresión uniaxial de una roca se puede inferir a partir de un gran número de pruebas de carga puntual empleando el valor promedio de  $I_{s50}$  en la siguiente expresión:

$$\sigma_c = 24I_{s50} \quad (8.3)$$

o bien,

$$\sigma_c = 14 + (0.175D)I_{s50} \quad (8.4)$$

**Resistencia a la tensión directa.** La prueba consiste en transmitir a la roca un esfuerzo de tensión axial por medio de casquetes metálicos cementados en sus extremos.

Los casquetes se conectan al equipo de carga por medio de cables para evitar que la muestra falle por torsión. Esta prueba se usa poco en los laboratorios de pruebas por la dificultad de preparación de la muestra, sin embargo puede ser útil para casos particulares de investigación. La resistencia se obtiene por la expresión:

$$\sigma_t = \frac{P}{A^2} \quad (8.5)$$

donde:

$P$  es la carga de tensión máxima aplicada a la muestra al momento de la falla y  $A^2$  es el área de la muestra sobre la que se aplica la carga.

**Resistencia a la tensión indirecta o prueba brasileña.** La prueba consiste en someter a compresión diametral un espécimen cilíndrico de roca produciendo así esfuerzos de tensión y de compresión, a pesar de que el esfuerzo de tensión inducido es menor que el de la compresión el espécimen falla a lo largo del eje vertical debido a su menor resistencia a la tensión.

La resistencia a la tensión indirecta se obtiene por la expresión:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL} \quad (8.6)$$

donde:

P es la carga de compresión máxima aplicada a la muestra al momento de la falla, D es el diámetro de la muestra y L la longitud, figura 8.2.

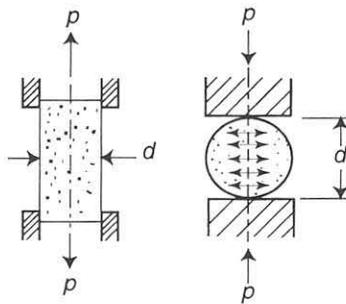


Figura 8.2 Pruebas de tensión directa y brasileña.

**Resistencia a la tensión bajo flexión.** La prueba de flexión también permite determinar la resistencia a la tensión de la roca: la probeta es apoyada en sus dos extremos como una viga simple y se le aplica una carga vertical al centro de la longitud o claro.

Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca el espécimen falla.

La resistencia de la roca a la tensión bajo flexión es:

$$\sigma_t = \frac{PLy_0}{2I} \quad (8.7)$$

donde:

P es la carga máxima aplicada al momento de la falla, L es la longitud o claro de la muestra medido entre los puntos de apoyo,  $y_0$  es la distancia del eje neutro de la viga al punto extremo de la sección transversal en el lado de tensión, e I es el momento de inercia de la sección transversal.

### 8.2.3 Deformabilidad de la roca intacta

Por lo general, el módulo de deformabilidad de las muestras de roca intacta en laboratorio se obtiene durante la ejecución de los ensayos de compresión uniaxial.

La muestra se instrumenta con medidores de alta precisión, de tal manera que se van registrando los desplazamientos ocurridos en la muestra a medida que se incrementa el esfuerzo axial de compresión.

**Módulo de deformabilidad.** A partir de los datos registrados se construye la gráfica esfuerzo-deformación característica de la roca y se determina el módulo de deformabilidad  $E_{t50}$  de la roca intacta, el cual corresponde a la pendiente de una línea tangente a la curva esfuerzo-deformación al 50 % de la resistencia de falla, figura 8.3.

El módulo  $E_{t50}$  se determina con la expresión:

$$E_{t50} = \frac{\sigma_{c50}}{\epsilon} \quad (8.8)$$

donde:

$\sigma_{c50}$  es el esfuerzo correspondiente al 50% de la resistencia a la compresión de la muestra y  $\epsilon$  es la deformación unitaria en el mismo punto.

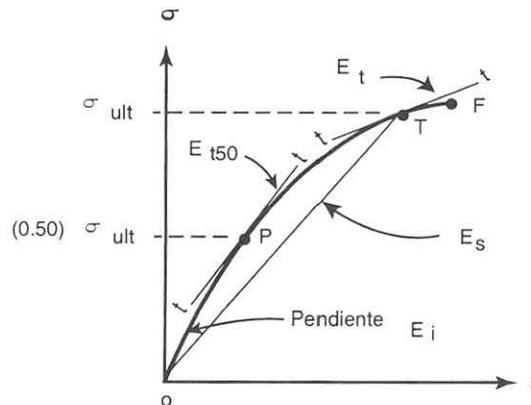


Figura 8.3 Determinación del módulo  $E_{t50}$ .

**Velocidad sónica.** Por medio de la medición de las velocidades sónicas  $V_p$  y  $V_s$  de la roca se puede obtener el módulo de deformabilidad dinámico mediante la expresión:

$$E_d = 2\rho V_s^2 (1 + V_p) \quad (8.9)$$

Donde:

$V_p$  es la velocidad de la onda primaria o de compresión,  $V_s$  es la velocidad de la onda transversal o cortante y  $\rho$  la densidad de la roca.

Estas ecuaciones suponen que el medio a través del cual se propagan las ondas es homogéneo, isotrópico y elástico.

La velocidad sónica se determina en el laboratorio sometiendo la muestra a un esfuerzo axial equivalente a la sobrecarga de peso propio calculada para la profundidad a la que se tomó la muestra y con un contenido de agua equivalente similar a la roca in situ, esto es seca o saturada.

En los extremos de la muestra se colocan los geófonos emisor y el receptor que emite y recibe, respectivamente, la señal de un impulso sónico cuya frecuencia se fija entre 100 kHz y 2 MHz, dependiendo de las características de la roca. Los geófonos están conectados a un osciloscopio el cual permite medir el tiempo que tarda el impulso en atravesar la muestra. El equipo de medición permite determinar las velocidades de compresión y de cortante del material, empleando los geófonos adecuados en cada caso.

### 8.2.4 Clasificación de la roca intacta

A la fecha se continúa aplicando el criterio de Deere y Miller para la clasificación de la roca intacta. Las propiedades de la roca que emplea la clasificación son la resistencia a la compresión uniaxial o simple no confinada y el módulo de deformabilidad  $E_{t50}$ .

Las rocas se pueden clasificar en una de las cinco categorías, con base en su resistencia a la compresión uniaxial, indicadas en el cuadro 8.2.

Cuadro 8.2 Clasificación de la roca intacta.

Clase	Descripción de resistencia	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )
A	Muy alta	> 2,250
B	Alta	1,120 – 2,250
C	Media	560 – 1,120
D	Baja	280 – 560
E	Muy baja	< 280

Para la clasificación de la roca considerando su deformabilidad se emplea el módulo relativo, el cual corresponde a la relación entre el módulo  $E_{150}$  y la resistencia a la compresión de la roca  $\sigma_c$ . En el cuadro 8.3 se muestra la clasificación con base al módulo relativo de las rocas.

Cuadro 8.3 Clasificación considerando el módulo relativo ( $E_{150}/\sigma_c$ ).

Clase	Descripción	Módulo relativo
H	Elevado	> 500
M	Medio	200 – 500
L	Bajo	< 200

Los valores de resistencia a compresión uniaxial y del módulo de deformabilidad se presentan en escala logarítmica para abarcar una amplia gama de valores de roca. El módulo relativo se deduce de la posición respecto de las líneas diagonales, la zona central está delimitada por una línea superior con módulo relativo de 500:1 y una línea inferior correspondiente al módulo de 200:1; esta zona se designa con la letra M o zona de módulo relativo medio. Las rocas que poseen una estructura compacta y poca o ninguna anisotropía suelen entrar dentro de esta categoría. En la figura 8.4 se muestra una aplicación de la clasificación de roca intacta (Deere, 1968).

En los cuadros 8.4 a 8.6 se presentan algunos valores de propiedades de los distintos grupos de rocas.

Cuadro 8.4 Algunas propiedades físicas de rocas ígneas y metamórficas.

Tipo de roca, Módulo de deformabilidad	Peso específico	Resistencia a la compresión (MN/m <sup>2</sup> )	Índice de carga puntual	Dureza Shore	Dureza con Martillo Schmidt
Granito 60	2.65	198.3	12.0	80	50
Andesita 77.0	2.79	204.3	14.8	82	67
Basalto 93.6	2.91	321.0	16.9	86	61
Pizarra 31.2	2.67	96.4	7.9	41	42
Esquisto 35.5	2.66	82.7	7.2	47	31
Gneis 46.0	2.66	162.0	12.7	68	49
Hornfels 109.3	2.68	303.1	20.8	79	61

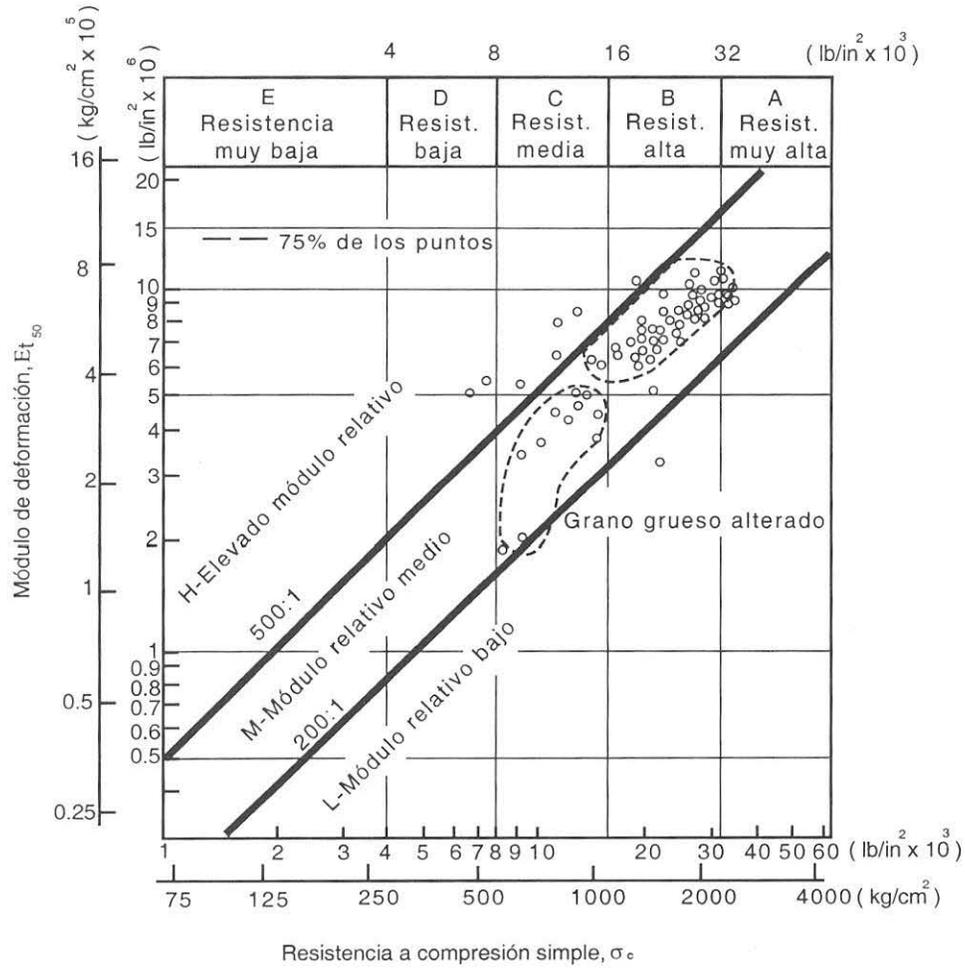


Figura 8.4 Clasificación de rocas intactas de la familia del granito (Deere, 1968).

Cuadro 8.5 Propiedades físicas de algunas rocas sedimentarias.

Tipo de roca	Peso específico (Mg/m <sup>3</sup> )	Densidad (Mg/m <sup>3</sup> )	Porosidad %	Resistencia a la compresión		Carga puntual (MN/m <sup>2</sup> )	Dureza martillo Schmidt	Módulo de Young 10 <sup>3</sup> (MN/m <sup>2</sup> )
				Seca (MN/m <sup>2</sup> )	Saturada (MN/m <sup>2</sup> )			
<b>Rocas sedimentarias areniscas</b>								
Arenisca	2.69-2.68	2.24-1.87	9.8-25.7	74.1-11.6	52.8-4.8	4.4-0.7	37-10	32.7-6.4
<b>Rocas carbonatadas</b>								
Caliza	2.71-2.83	2.58-2.51	2.9-10.4	106.2-54.6	83.9-36.6	3.5-2.7	51-35	66.9-41.3
<b>Rocas evaporíticas</b>								
Yeso	2.36	2.19	4.6	27.5	2.1	27	25	24.8
Anhidrita	2.93	2.82	2.9	97.5	3.7	38	40	63.9
Sal de roca	2.2	2.09	4.8	11.7	0.3	12	8	3.8
Potasa	2.05	1.98	5.1	25.8	0.6	9	11	7.9

Cuadro 8.6 Evaluación ingenieril de las lutitas (Underwood, 1967)

Propiedades físicas	Rango de valores		Probable comportamiento <i>in situ</i>		
	Desafavorable	Favorable	Alta presión de poro	Baja capacidad de carga	Recuperación elástica
Esfuerzo a compresión (kN/m <sup>2</sup> )	350-2,070	1,070-3,500	✓	✓	
Módulo de elasticidad (kN/m <sup>2</sup> )	140-1,400	1,400-14,000		✓	
Cohesión (kN/m <sup>2</sup> )	35-700	700- más de 10,500			✓
Angulo de fricción interna (grados)	10-20	20-65			✓
Densidad (Mg/m <sup>3</sup> )	1.12-1.78	1.78-2.56	✓		
Potencial de expansión (%)	3-15	1-3			✓
Contenido natural de agua	20-35	5-15	✓		
Minerales arcillosos predominantes	Montmorilonita o illita	Kaolinita y clorita	✓		
Radioactividad	0.75- más de 20	0.35-0.75			
Ciclos de secado y mojado	Se reduce a tamaños de grano	Se reduce a hojuelas		✓	
Espaciamiento y orientación de las estructuras de la roca	Espaciamiento cerrado, orientación adversa	Espaciamiento abierto, orientación favorable		✓	

## 8.3 Propiedades de los macizos rocosos

### 8.3.1 Resistencia al esfuerzo cortante en discontinuidades

**Prueba de corte directo.** La resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades de un macizo rocoso es una característica mecánica fundamental que deben conocerse para fines de diseño de estructuras desplantadas en roca. La resistencia al esfuerzo cortante de la roca intacta es con mucho superior a la que se desarrolla a lo largo de discontinuidades. Los problemas de deslizamientos y deformabilidad básicamente se presentan en las fracturas y sus rellenos.

Las características de resistencia al esfuerzo cortante de las masas rocosas, particularmente a lo largo de las discontinuidades, pueden ser investigadas in situ por medio de pruebas de corte directo efectuadas en grandes superficies de roca.

La resistencia al corte de rocas anisotrópicas se debe determinar a lo largo de varios planos y direcciones con el objeto de tener información completa para el diseño. Las pruebas efectuadas sobre una misma discontinuidad del macizo rocoso se deben realizar a diferentes cargas normales para tener una estimación de su ángulo de fricción interna y de cohesión.

Las pruebas de corte directo a gran escala se realizan dentro de galerías donde las paredes sirven como puntos de reacción de los equipos hidráulicos (figura 8.5).

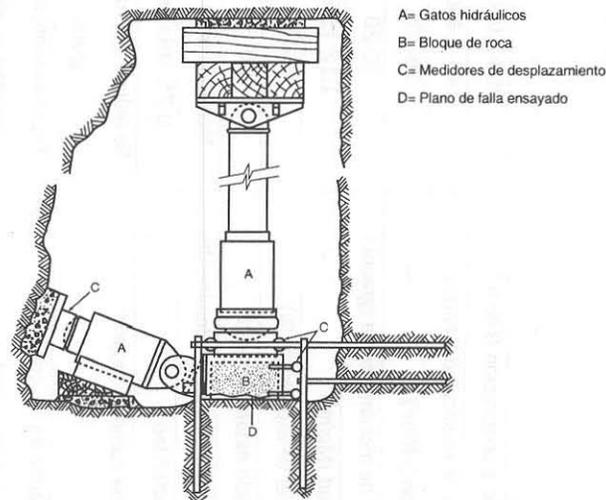


Figura 8.5 Equipo de prueba de corte directo.

Las muestras que pueden tener tamaño variable entre 40 x 40 cm y 70 x 70 cm son excavadas y encapsuladas en concreto para mantenerlas inalteradas. Se deja libre únicamente la superficie que será sometida a corte; el concreto permite tener superficies planas para la correcta aplicación de las cargas y apoyo de los gatos hidráulicos. La resistencia máxima al corte está definida por la ecuación:

$$\tau = \sigma \tan \phi_{\text{máx}} + c \quad (8.10)$$

donde:

$\tau$  es el esfuerzo resistente al corte.

$\sigma$  es el esfuerzo normal al plano ensayado.

$\phi_{\text{máx}}$  es el ángulo de fricción máximo.

$c$  es la cohesión.

Durante la prueba, el esfuerzo normal permanece constante mientras que el tangencial se incrementa. Los desplazamientos normal y tangencial se registran conforme el esfuerzo tangencial se aplica. El desplazamiento tangencial total que se alcanza en la prueba depende del tamaño del bloque; generalmente se limita a un 5 % de la longitud de éste, procurando que se haya alcanzado el valor del esfuerzo residual de la superficie.

Cuando los desplazamientos tangenciales durante la prueba son grandes, se obtiene la resistencia residual del plano, donde la resistencia por cohesión del material ha desaparecido totalmente, entonces la ecuación de resistencia adquiere la forma siguiente:

$$\tau = \sigma \tan \phi_{\text{máx}} \quad (8.11)$$

donde:

$\tau$  es el esfuerzo resistente al corte.

$\sigma$  es el esfuerzo normal al plano ensayado.

$\phi_{\text{máx}}$  es el ángulo de fricción residual.

La influencia más importante de la presencia de agua en la discontinuidad es la reducción del esfuerzo cortante debido a la reducción del esfuerzo normal, entonces la ecuación adopta la forma:

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi_{\text{máx}} + c \quad (8.12)$$

donde:

$\tau$  es el esfuerzo resistente al corte.

$\sigma$  es el esfuerzo normal al plano ensayado.

$u$  es la presión del agua en la discontinuidad.

$\phi_{m\acute{a}x}$  es el ángulo de fricción máximo.

$c$  es la cohesión.

Dos aspectos que influyen notablemente la resistencia al corte son la rugosidad de la superficie del plano y la presencia de relleno. Para considerar el primer término en la resistencia al corte en la ecuación se incluye el ángulo  $i$  correspondiente a la inclinación de la rugosidad en la superficie de deslizamiento:

$$\tau = \sigma \tan (\phi + i) \quad (8.13)$$

El valor del esfuerzo normal actuante sobre el punto de falla produce que el deslizamiento pueda tener lugar sobre las estrías (esfuerzo normal bajo, figura 8.6) o a través de la base (esfuerzo normal alto, figura 8.7); en este último caso se alcanza una resistencia al corte mayor. El valor de  $i$  puede determinarse por procedimiento de campo fotográfico, o bien, por medio de topografía de la superficie de deslizamiento.

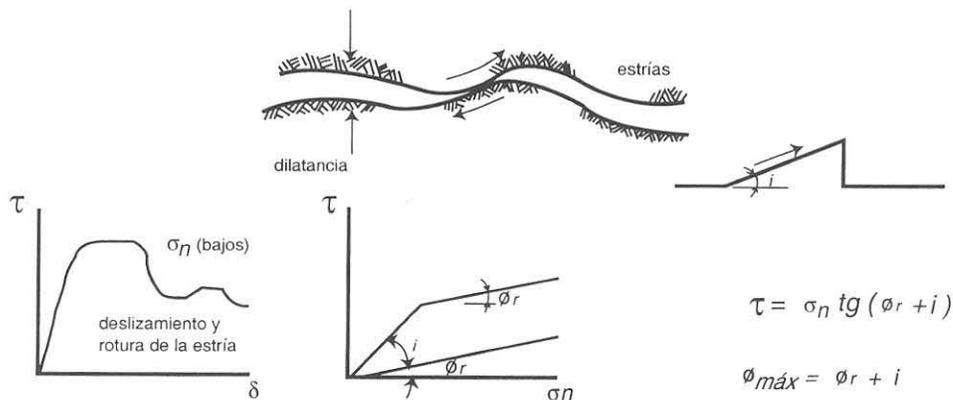


Figura 8.6 Deslizamiento sobre un plano rugoso con esfuerzo normal bajo. El valor de  $i$  es la pendiente de la estría.

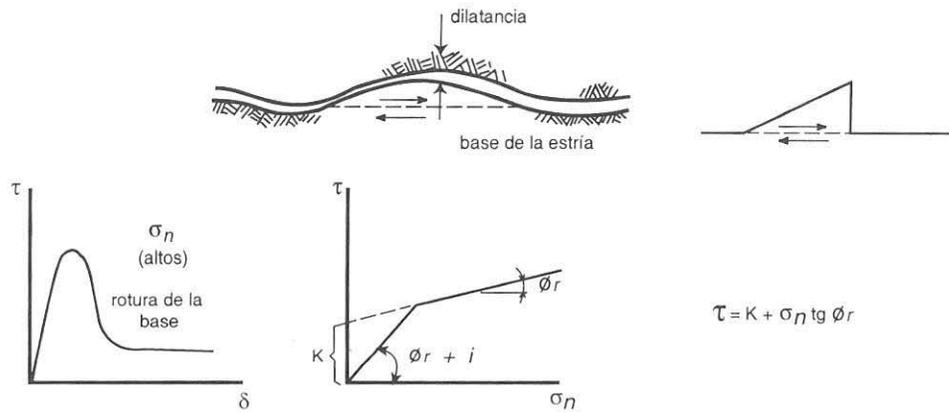


Figura 8.7 Deslizamiento sobre un plano rugoso con esfuerzo normal alto.

En el caso de discontinuidades con relleno de espesor considerable, se supone que la resistencia al corte de la discontinuidad depende de la resistencia del propio material que forma el relleno.

La determinación de esta resistencia se puede realizar por medio de pruebas de corte directo como se describió antes, o bien, si el material es arcilloso y puede ser recuperado en muestras inalteradas por medio de pruebas triaxiales en el laboratorio. Sin embargo, este último procedimiento no es recomendable, ya que la resistencia que se obtiene no corresponde a la dirección del plano de corte y los valores obtenidos con frecuencia son mayores. En el cuadro 8.7 se anotan algunos valores del ángulo de fricción de materiales de relleno de fallas.

Cuadro 8.7 Ángulo de fricción interna de rellenos de falla, obtenidos de pruebas de corte directo (Hoek, 1970).

Material	Ángulo de fricción
Salvanda de arcilla	10 – 20
Calcita en zona de falla	20 – 27
Lutita con material de falla	14 – 22
Brecha dura	22 – 30
Roca compacta	40
Relleno duro de roca	38

Aunque de una muestra sólo se puede determinar una resistencia máxima, es posible obtener varios valores de resistencia residual a diferentes esfuerzos normales usando el mismo espécimen.

El número de determinaciones requeridas está influido por la incidencia de las discontinuidades. Como es raro que un problema de estabilidad esté predeterminado por una sola discontinuidad o plano de falla, se requieren varias determinaciones para asegurar las variaciones en la resistencia de las distintas familias de discontinuidades. A veces, sin embargo, únicamente es necesario conocer el comportamiento de las superficies más débiles de una familia de fracturas del macizo rocoso.

Las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante se pueden realizar aplicando la carga tangencial paralela al plano de falla, o bien, inclinada respecto al plano de falla.

**Prueba de torsión.** El método de la prueba de corte por torsión consiste en la aplicación de un torque a un prisma de roca cilíndrico que se ha aislado del resto del macizo rocoso por medio de una broca de diamante. El núcleo así preparado se mantiene unido en su base al resto de la masa. El núcleo se sujeta al equipo de prueba y se le aplica torsión. El ángulo de torsión y la carga aplicada en la falla se registran. La prueba da información de la cohesión, resistencia máxima al corte y residual de la superficie ensayada.

### 8.3.2 Deformabilidad

La deformabilidad es uno de los parámetros más importantes que rigen el comportamiento de los macizos rocosos. Se expresa como un módulo que correlaciona el esfuerzo aplicado al terreno y la deformación resultante.

Los macizos rocosos donde el fracturamiento está presente casi siempre, no se comportan en forma elástica ante la acción de un esfuerzo. Generalmente, se producen deformaciones no recuperables o permanentes, debido a esto el término elástico no es aplicable para describir su comportamiento, por lo que se ha optado mejor por el de módulo de deformación.

**Módulo de elasticidad o de Young.** Es la relación del esfuerzo y su correspondiente deformación unitaria de un material abajo de su límite de proporcionalidad.

**Módulo de deformación.** Es la relación del esfuerzo y su correspondiente deformación unitaria durante la aplicación de una carga sobre un macizo rocoso, incluyendo su comportamiento elástico e inelástico.

Ya que los macizos rocosos son medios discontinuos debido a la presencia de fallas, fracturas, planos de estratificación, cavidades naturales y otros defectos estructurales, es necesario realizar pruebas in situ que involucren el mayor volumen de roca que sea posible para obtener datos representativos del terreno.

Las pruebas realizadas en el laboratorio en roca intacta generalmente dan datos que difícilmente pueden ser utilizados para predecir el comportamiento de la masa de roca, porque los núcleos extraídos durante las exploraciones carecen de los defectos mayores existentes en el terreno.

En la ingeniería práctica el módulo de deformabilidad se utiliza para calcular y diseñar las deformaciones en túneles y lumbreras, en los análisis de esfuerzos y deformaciones de las cimentaciones de presas rígidas, para el diseño de anclajes en roca y otras aplicaciones.

**Determinación de la deformabilidad.** La deformabilidad de la roca in situ se puede determinar usando métodos de tipo estático y dinámico, por lo que se pueden obtener dos tipos de módulos: el estático de deformación  $E_E$  y el dinámico  $E_D$ .

Métodos estáticos:

- Pruebas de placa flexible y rígida.
- Pruebas en barrenos.
- Pruebas en galerías.
- Pruebas con gato plano.

Métodos Dinámicos:

- Refracción sísmica y microsísmica.
- Método sísmico aplicando técnicas: Cross-hole, Down-hole y Up-hole.

Los métodos estáticos producen en el terreno mayor deformación que los dinámicos, debido a que los esfuerzos transmitidos son mayores. Esto da como resultado que los módulos de deformabilidad obtenidos sean numéricamente menores que los obtenidos por métodos dinámicos; sin embargo, mediante estos últimos es posible involucrar un volumen de terreno mayor que con los métodos estáticos.

Se ha observado que la relación entre los módulos de deformabilidad obtenidos por métodos dinámicos y estáticos varía entre 0.85 y 3, de acuerdo con los datos de un buen número de pruebas realizadas en el mundo. Obviamente esta variación tan grande

obedece no sólo a la diversidad de los macizos rocosos ensayados, sino también al volumen de roca involucrado en la prueba.

La deformabilidad de los macizos rocosos depende de las características de las fallas y fracturas geológicas mayores que contienen, de características de sus rellenos, de su espesor y posición en el espacio respecto a la dirección de la carga aplicada. El efecto de escala que se observa en la roca ensayada en el laboratorio se intensifica en la masa rocosa. Es importante, entonces, la elección del tipo de prueba para determinar la deformabilidad del terreno, sobre todo para intentar involucrar el volumen del terreno que dé resultados representativos.

Las curvas esfuerzo-deformación que se muestran en la figura 8.8, obtenidas por medio de pruebas de placa, son casos representativos del comportamiento del terreno.

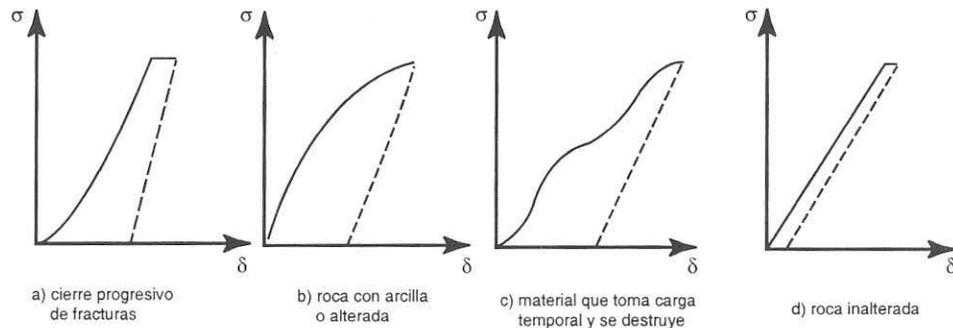


Figura 8.8 Curvas esfuerzo-deformación.

La figura 8.8a representa el cierre progresivo de las fisuras del macizo rocoso al aumentar el esfuerzo, la curva ascendente de carga es cóncava hacia la izquierda mostrando la reducción de la deformación en la zona de mayor esfuerzo. La curva descendente de descarga generalmente deja un valor de deformación no recuperable.

En la figura 8.8b la curva representa una roca con arcilla o material blando con pocos sólidos, los cuales se trituran al incrementarse el esfuerzo.

La curva en la figura 8.8c representa un material que contiene arcillas y sólidos que toman carga temporalmente y posteriormente se trituran.

La figura 8.8d representa el comportamiento de una roca prácticamente inalterada o con muy pocas fisuras, elástica; la deformación no recuperable es muy pequeña.

Deformabilidad como función de tiempo. Cuando los sistemas de fracturamiento contienen arcilla como relleno, o bien, otro tipo de material blando, tal como pueden ser las capas delgadas de lutitas, se observa cierto grado de fluencia plástica o creep. La fluencia plástica representa una respuesta compleja de la relación esfuerzo-deformación, como un movimiento de la roca dependiente del tiempo bajo una carga constante; en otras palabras, es un fenómeno mecánico donde la deformación se incrementa como una función del tiempo bajo un esfuerzo constante. En la figura 8.9 se muestra una curva idealizada deformación-tiempo de un cuerpo bajo carga constante. Se pueden distinguir cuatro etapas principales de deformación:

- 1) Deformación elástica instantánea debido a la carga instantánea.
- 2) Fluencia primaria zona 1: rápido incremento de la deformación, pero con
- 3) Desaceleración paulatina.
- 4) Fluencia secundaria zona 2: la deformación es menor pero con una variación constante.
- 5) Fluencia terciaria zona 3: acelerándose la deformación hasta llegar a la falla.

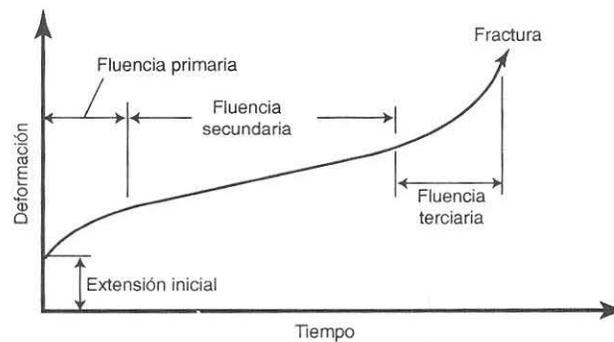


Figura 8.9 Curva general para la fluencia plástica (creep).

El flujo plástico en las rocas se representa a menudo con una curva idealizada como la mostrada antes, sin embargo, su comportamiento real no es muy semejante. En las figuras 8.10a y b, se muestra la influencia que tiene el incremento de la temperatura y el esfuerzo confinante en las curvas de deformación-tiempo. Al aumentar ambos factores, la velocidad de deformación aumenta.

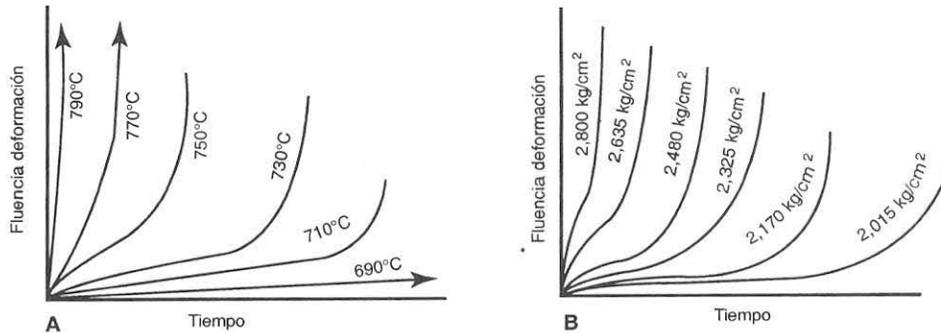


Figura 8.10 Influencia de la temperatura y el esfuerzo confinante en la deformación plástica de la roca.

Hay varias teorías para explicar el flujo plástico en las rocas. Se piensa que el flujo puede ocurrir únicamente bajo altos esfuerzo tectónicos y ciertas condiciones de temperatura o posiblemente bajo condiciones de carga dinámicas. En niveles bajos de esfuerzo y temperatura, el mecanismo de fluencia primaria parece estar influido por un deslizamiento a lo largo de los planos de debilidad preexistentes en la roca y por fracturamiento frágil y agrietamiento dentro de material.

El microfisuramiento y agrietamiento de la roca producido por la fluencia puede ocurrir debido a la susceptibilidad de ésta y de otros materiales al fallar por fatiga, cuando están sometidos a cargas cíclicas a bajos niveles de esfuerzos.

El mecanismo de ruptura por fluencia plástica puede comprenderse mejor por medio de las investigaciones realizadas por microsísmica, las cuales indican que existe un periodo de movimiento acelerado que precede a la falla en las rocas in situ. Esto demuestra la existencia de una etapa terciaria de fluencia de mucho mayor duración que lo demostrado en estudios realizados en laboratorio. Los periodos de perturbación microsísmica varían desde unas horas, para el desprendimiento de rocas de algunas toneladas, hasta varias semanas para masas rocosas, como el pilar de una mina.

Finalmente, vale la pena agregar dos comentarios con respecto al comportamiento de deformación de las rocas. En pruebas de deformabilidad, al aumentar la presión de contacto entre un ciclo y otro, el módulo de deformabilidad aumenta indicando la compactación de la roca debido al cierre de las fisuras y trituración de las partículas sólidas. Las deformaciones en la curva de descarga se recuperan más, en comparación con los anteriores ciclos. Por último, las rocas muy compactas presentan histéresis muy baja.

### 8.3.3 Determinación de módulos de deformabilidad, métodos estáticos

**Pruebas de placa.** Existen dos tipos de placa que pueden utilizarse para determinar la deformabilidad de una masa de roca: placa rígida y placa flexible. En la prueba de placa rígida (figura 8.11) se emplea una placa de acero de aproximadamente 30 a 50 cm de diámetro, a la cual se aplica una carga mediante gatos hidráulicos para inducir deformaciones al terreno. Esta placa permite medir sólo las deformaciones que se generan en la superficie de apoyo y también en la superficie del terreno lateralmente a la placa.

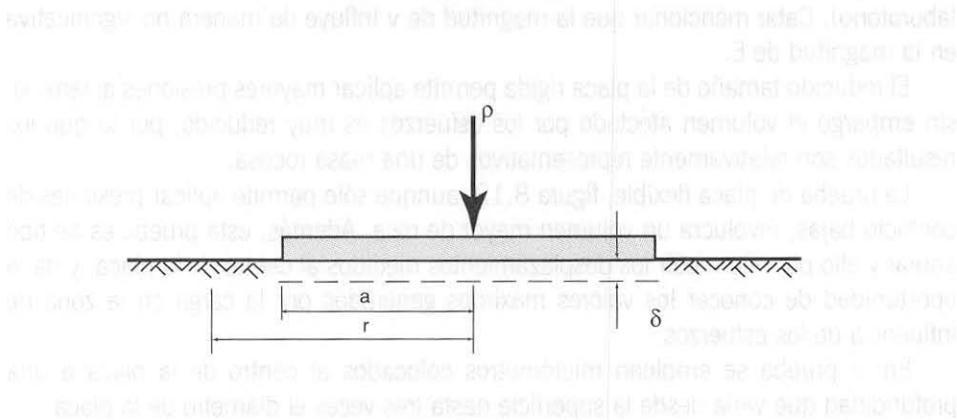


Figura 8.11 Placa rígida.

Para una placa infinitamente rígida y considerando al medio rocoso homogéneo, isótropo y elástico, las ecuaciones que permiten calcular el módulo de deformabilidad estático son:

$$E_E = \frac{P(1 - \nu^2)}{2\delta a}, \text{ para } r < a \quad (8.14)$$

$$E_E = \frac{P(1 - \nu^2)}{\pi\delta a} \operatorname{arcsec}\left(\frac{a}{r}\right), \text{ para } r > a \quad (8.15)$$

donde:

$p$  es la carga aplicada.

$a$  es el radio de la placa.

$\delta$  es desplazamiento producido por la carga.

$\nu$  es la relación de Poisson.

$r$  es la distancia al punto donde se mide el desplazamiento.

En las fórmulas 8.14 y 8.15 entra la relación de Poisson  $\nu$ , la cual no se puede medir. Para determinar el módulo de deformabilidad  $E_e$  es necesario poner en las fórmulas una magnitud aproximada de  $\nu$  (por ejemplo, obtenida mediante pruebas en el laboratorio). Cabe mencionar que la magnitud de  $\nu$  influye de manera no significativa en la magnitud de  $E$ .

El reducido tamaño de la placa rígida permite aplicar mayores presiones al terreno, sin embargo el volumen afectado por los esfuerzos es muy reducido, por lo que los resultados son relativamente representativos de una masa rocosa.

La prueba de placa flexible, figura 8.12, aunque sólo permite aplicar presiones de contacto bajas, involucra un volumen mayor de roca. Además, esta prueba es de tipo anular y ello permite medir los desplazamientos medidos al centro de la placa, y da la oportunidad de conocer los valores máximos generados por la carga en la zona de influencia de los esfuerzos.

En la prueba se emplean micrómetros colocados al centro de la placa a una profundidad que varía desde la superficie hasta tres veces el diámetro de la placa.

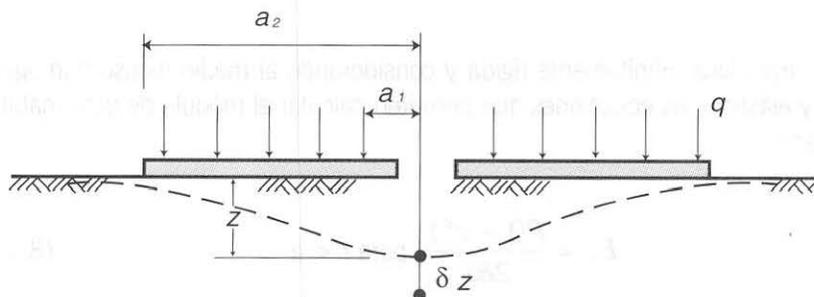


Figura 8.12 Prueba de placa flexible.

El módulo de deformabilidad se calcula por medio de la ecuación:

$$E_E = \frac{q}{\delta_z \pi (a_2^2 - a_1^2)} \left[ \frac{(1 + \nu) z^2}{\sqrt{a_1^2 + z^2} - \sqrt{a_2^2 + z^2}} + 2(1 - \nu^2) \left( \sqrt{a_2^2 + z^2} - \sqrt{a_1^2 + z^2} \right) \right] \quad (8.16)$$

donde:

q es la presión sobre la placa.

$a_1$  es el radio interior de la placa.

$a_2$  es el radio exterior de la placa.

d es el desplazamiento producido por la carga medido al centro de la placa.

$\nu$  es la relación de Poisson.

z es la profundidad del punto de medición.

$\delta_z$  es el desplazamiento producto de la carga.

La selección de uno u otro tipo de prueba depende del espaciamiento entre las discontinuidades, del espesor de alteración de la roca y de la heterogeneidad del medio. El sitio donde se realicen los ensayos deberá ser representativo del material sobre el que quedará apoyada la estructura.

Las pruebas se pueden ejecutar en superficie o bien en galerías de exploración, lo cual permite realizar varios ensayos de placa a diferentes profundidades y con ello determinar la variación del módulo de deformabilidad con la profundidad.

**Pruebas en barrenos.** Las pruebas se hacen utilizando un gato hidráulico que se introduce en el barreno (figura 8.13), el cual permite evaluar la deformabilidad de la masa rocosa a diferentes profundidades sin que se requiera la excavación de galerías de acceso a esas zonas.

Se aprovechan por lo general los barrenos de exploración donde se han recuperado los núcleos de roca y se permite con ello ubicar las zonas de más interés para realizar la prueba.

El equipo está constituido por un gato con dos placas de acero curvas que se apoyan contra la pared del barreno en forma diametralmente opuesta. Las mediciones se ejecutan por medio de dos extensómetros eléctricos tipo LVTD, instalados dentro del propio gato hidráulico. La señal eléctrica es conducida a la superficie por medio de cable y se registra en un puente tipo Weathstone.

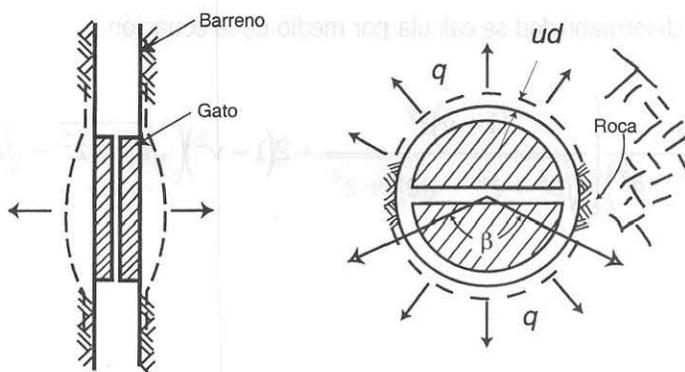


Figura 8.13 Prueba de deformabilidad en barrenos.

La presión hidráulica aplicada al gato se transmite por medio de una manguera de alta presión que, en la superficie, está conectada a una bomba hidráulica y a un manómetro.

El módulo de deformabilidad se determina mediante la expresión:

$$E_E = \frac{\Delta q}{\frac{\Delta U_d}{d}} kf(\beta, \nu) \quad (8.17)$$

donde:

$\Delta q$  es la presión aplicada en las paredes de la perforación.

$\Delta U_d$  es el desplazamiento diametral de las paredes.

$d$  es el diámetro de la perforación.

$k$  es una constante función del ángulo  $\beta$  y de la relación de Poisson  $\nu$ .

Con estos equipos existe el riesgo de generar fracturas de tensión en las paredes donde las zapatas no están en contacto y las grietas se forman de manera perpendicular a la aplicación de la carga.

Este método tiene la ventaja de que se pueden realizar varias pruebas en un mismo barreno, a diferentes profundidades, y elaborar un estudio estadístico de la variación

del módulo con la profundidad y tipo de roca ensayado. La principal desventaja es que el volumen de material involucrado es muy pequeño, ya que la longitud de apoyo de las placas es de menos de 25 centímetros.

**Prueba en galerías presurizadas.** Este método requiere de aislar una cámara dentro de una galería colocando tapones de concreto en los extremos, figura 8.14. En caso de que la roca sea muy permeable, la cámara requerirá de un aislamiento o impermeabilización de sus paredes, tal como un recubrimiento de concreto o bien, membranas impermeables flexibles.

La cámara se instrumenta colocando micrómetros eléctricos para medir las divergencias o cambios diametrales, también se pueden instalar extensómetros tipo radial en la roca a diferentes profundidades.

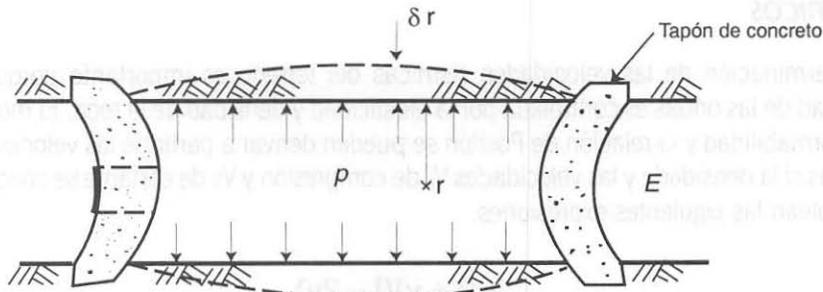


Figura 8.14 Esquema de la prueba en galería presurizada.

La cámara se llena de agua y se aplica presión hidráulica registrando simultáneamente las deformaciones inducidas al terreno.

Para obtener el módulo de deformabilidad del terreno se emplea la ecuación:

$$E_E = \frac{2pr(1 + \nu)}{\delta_d} \quad (8.18)$$

donde:

$r$  es el radio interior de la galería.

$p$  es la presión hidráulica aplicada.

$\delta_d$  es la deformación diametral.

$\nu$  es la relación de Poisson.

La longitud de la galería debe ser mayor de cinco veces el diámetro, para reducir los errores provocados por las restricciones que imponen los tapones de concreto en los extremos. Se han ensayado túneles con diámetros de 1.5 m hasta 4.9 m y con una presión máxima de 5 kilogramos por centímetros cuadrados.

La ventaja de esta prueba es que involucra un volumen de masa rocosa muy grande y permite la medición de las deformaciones en varias direcciones, poniendo en evidencia su anisotropía. La principal desventaja es que es una prueba muy costosa.

### 8.3.4 Determinación de módulos de deformabilidad, métodos dinámicos

La determinación de las velocidades sísmicas del terreno es importante porque la velocidad de las ondas es controlada por la elasticidad y densidad de la roca. El módulo de deformabilidad y la relación de Poisson se pueden derivar a partir de las velocidades sísmicas si la densidad  $\rho$  y las velocidades  $V_p$  de compresión y  $V_s$  de cortante se conocen. Se emplean las siguientes expresiones:

$$E_D = \rho V_p^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad (8.19)$$

o

$$E_D = 2\rho V_s^2 (1 + \nu) \quad (8.20)$$

o

$$E_D = \rho V_s^2 \frac{3 \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 4}{\left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} \quad (8.21)$$

$$v = \frac{\frac{1}{2} \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} \quad (8.22)$$

El módulo de deformabilidad dinámico corresponde al módulo tangente inicial de la curva esfuerzo deformación para una carga aplicada en forma instantánea, el cual generalmente es mayor que los módulos obtenidos a partir de pruebas estáticas.

La frecuencia y naturaleza de las discontinuidades en el sitio de estudio son factores significativos que determinan la deformabilidad estática del macizo rocoso. Un macizo rocoso muy fracturado o intemperizado tendrá una velocidad de compresión menor que uno sano.

El efecto de las discontinuidades en una masa rocosa se puede estimar mediante la comparación de la velocidad de onda in situ con la sónica de laboratorio, obtenida a partir de núcleos de roca intacta.

La diferencia entre estas dos velocidades refleja la influencia de las discontinuidades en la masa de roca. Por ello la relación entre la velocidad compresional de campo VFP y la velocidad sónica de laboratorio VLP ha sido propuesta como un índice de calidad de roca (figura 8.15).

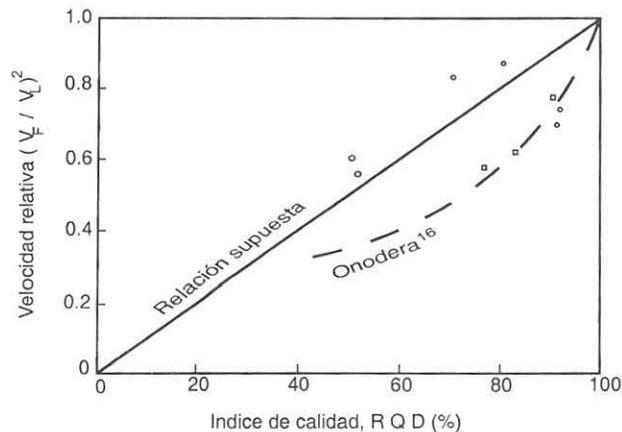


Figura 8.15 Correlación entre la velocidad relativa y el índice de calidad RQD (Deere, 1968).

Para masas rocosas de alta calidad, con sólo algunas pequeñas discontinuidades esta relación de velocidades se acerca a la unidad, mientras que los valores inferiores a la unidad se registran en rocas que cada vez están más fracturadas o alteradas.

El método sísmico de refracción empleado para medir la velocidad de propagación de las ondas en el campo y el de velocidad sónica de laboratorio en el inciso 8.2.3 “Deformabilidad de la roca intacta”. En el cuadro 8.8 se muestran valores típicos de velocidad de onda de compresión en varios tipos de materiales.

Cuadro 8.8 Velocidad sónica en suelos y rocas.

M a t e r i a l	Angulo de fricción
Salvanda de arcilla	10 – 20
Calcita en zona de falla	20 – 27
Lutita con material de falla	14 – 22
Brecha dura	22 – 30
Roca compacta	40
Relleno duro de roca	38

## 8.4 Permeabilidad

En los macizos rocosos la permeabilidad se determina, por lo general, empleando los sondeos de exploración realizados en el sitio. La permeabilidad está controlada por el fracturamiento del terreno y por las características de éste, en especial por los rellenos.

La roca alterada próxima a la superficie da una permeabilidad menor que la roca más profunda, cuyas fracturas no están rellenas. Aunque en general estos materiales de relleno no evitan la circulación de agua a través de las fracturas, constituyen la causa principal de un comportamiento anormal o inexplicable durante los ensayos. La expulsión de los materiales de relleno puede ser un problema importante en las presas.

Para determinar la permeabilidad de una masa rocosa, se emplean las pruebas de agua tipo Lugeon y tipo Lefranc que se describen enseguida.

**Prueba tipo Lugeon.** Se emplean para conocer la permeabilidad de una formación constituida por roca compacta fracturada. La unidad de medición es el Lugeon que es igual a la filtración de 1 litro por minuto por metro de perforación a la presión de diez kilogramos por centímetros cuadrados:

1 Lugeon = 1 (litro / min / m) a la presión de 10 kg/cm<sup>2</sup>

Las pruebas de permeabilidad tipo Lugeon se realizan en perforaciones de avance descendente y en tramos de 5 m de longitud. Una vez alcanzada la profundidad del tramo por probar, se hace un lavado cuidadoso del pozo empleando el varillaje de perforación. La longitud de 5 m es tentativa, ya que puede variar por las condiciones que se encuentren al perforar, en especial cuando se aprecia pérdida de agua de la perforación por la presencia de fallas o fracturas importantes, donde conviene obtener información con mayor detalle.

El tramo por ensayar queda aislado por medio de un obturador colocado en la parte superior y el fondo de la perforación. Para determinar la presión efectiva que se debe aplicar en cada tramo ensayado se usa la fórmula siguiente:

$$H_p = H_1 + H_2 - H_f \quad (8.23)$$

donde:

$H_p$  = carga correspondiente a la presión efectiva de prueba.

$H_1$  = altura que corresponde a la presión marcada en el manómetro.

$H_2$  = distancia vertical del manómetro al obturador.

$H_f$  = pérdida por fricción en el tubo alimentador desde el manómetro hasta el obturador.

Cuando no exista nivel freático se toma  $H_2$  como carga en kg/cm<sup>2</sup> para obtener  $H_p$ , en caso contrario se utilizará  $H_2 - H_n$ , donde  $H_n$  es la distancia vertical del manómetro al nivel freático.

En cada tramo se inicia la prueba inyectando agua limpia con incrementos de presión de 1 kg/cm<sup>2</sup> hasta alcanzar la presión de 10 kg/cm<sup>2</sup>. Apartir de este valor la presión se va reduciendo en decrementos de la misma magnitud. En cada incremento o decremento de presión se mide el gasto de agua ocurrido; la presión, en todos los casos, se mantiene el tiempo necesario para que el gasto registrado se estabilice, por lo general de diez minutos. Al terminar la prueba de un tramo se continúa con la perforación del siguiente y se realiza la prueba de permeabilidad en forma similar.

Los resultados se reportan en gráficas presión (kg/cm<sup>2</sup>)-gasto (l/m/min). Se pueden obtener varios tipos de gráficas de acuerdo al comportamiento del terreno durante la prueba (figura 8.16).

**Prueba tipo Lefranc.** Este tipo de prueba se efectúa en suelos y en rocas muy alteradas o fracturadas.

De acuerdo con la naturaleza del terreno, se pueden programar dos tipos: de flujo constante y de flujo variable. En los dos casos, las pruebas se realizan a medida que avanza la perforación.

Las pruebas de flujo constante determinan la permeabilidad de un tramo de la perforación al inyectar o bombear del pozo un caudal constante de agua, señalando la profundidad a la que se estabiliza el nivel del agua con ese caudal y haciendo varias observaciones al hacer variar éste.

La prueba con inyección constante se efectúa conforme avanza la perforación, es decir, una vez que la perforación ha llegado a la profundidad de la parte inferior del tramo por probar.

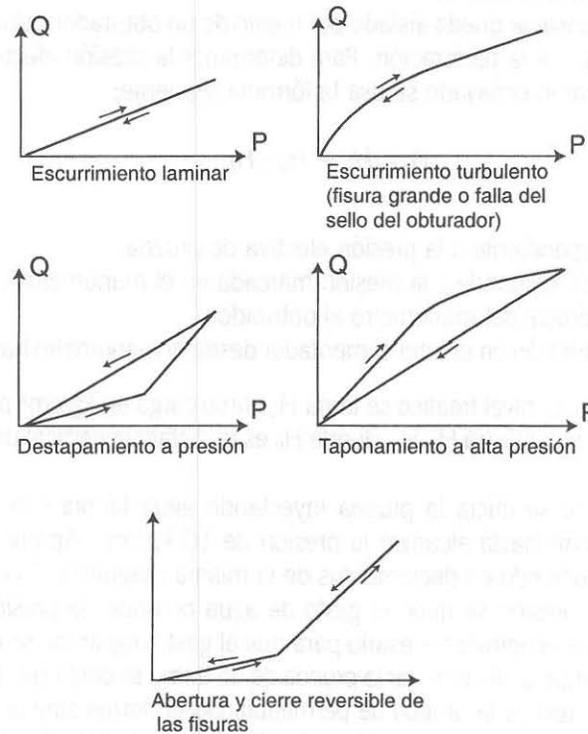


Figura 8.16 Gráficas presión-gasto de absorción de pruebas tipo Lugeon.

La prueba se inicia vertiendo agua dentro de la perforación, calibrando con una válvula de control el gasto hasta que el nivel se estabilice con una carga de 10 m medidos a partir del centro de la cámara filtrante. En ese instante se inicia el conteo del tiempo de la prueba, generalmente de 10 minutos, lapso en el que continuamente se

comprueba, por medio de una sonda eléctrica, que no varíe el nivel del agua. Terminado el tiempo de prueba, se tomará en el medidor el volumen inyectado. Para las siguientes observaciones se irá disminuyendo el caudal, con lo que los niveles estables irán bajando y en cada operación se tomará el tiempo y volumen inyectado.

La prueba con bombeo de gasto constante se efectúa en una cámara filtrante semejante a la anterior. La prueba se inicia bombeando agua de la perforación, calibrando la velocidad de la bomba hasta que el nivel se estabilice dentro del ademe del pozo, a no más de 10 m de la superficie del manto. En estas condiciones se inicia el conteo del tiempo de la prueba, generalmente de 10 minutos, comprobando periódicamente con la sonda eléctrica que el nivel estable no varíe.

Terminado el tiempo de observación, se toma la lectura del volumen bombeado en el medidor. Para las siguientes observaciones se irá disminuyendo la aceleración de la bomba, con lo que los niveles estables irán subiendo y en cada operación se tomará el tiempo y el volumen bombeado.

Las pruebas de flujo variable se dividen en ensayos de ascenso y descenso.

El principio de la prueba con ascenso de la superficie del agua consiste en ir determinando la velocidad con que varía el nivel dentro del tubo de ademe, habiendo extraído, previamente, una columna de agua. Durante el tiempo que dure el ensayo no se extrae o agrega más agua.

La carga que se aplica para la prueba al extraer el agua de la perforación, no debe ser mayor de 10 m contados a partir de la superficie del nivel freático. La longitud del tramo probado no deberá ser mayor de 5 m, o bien, que la relación entre la longitud del tramo y el diámetro de la perforación sea igual o mayor de 5.

La prueba de permeabilidad de flujo variable con descenso de la superficie del agua consiste en determinar la velocidad con que varía el nivel dentro del tubo de ademe, habiendo vertido, previamente, una columna de agua sin que se agregue o extraiga líquido durante el tiempo que dure la prueba.

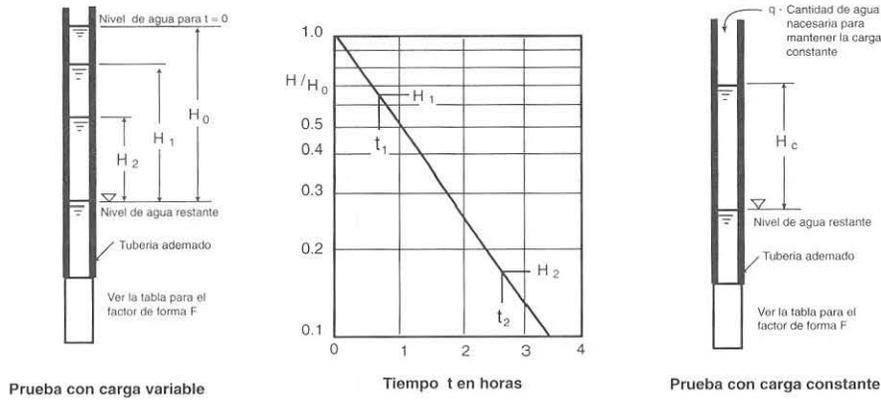
La carga máxima no debe ser mayor de 10 m a partir del centro de la cámara filtrante o del nivel freático. La longitud del tramo probado no deberá ser mayor de 5 m, o bien, que la relación entre la longitud del tramo y el diámetro de la perforación sea igual o mayor de 5. En la figura 8.17 se presentan los detalles de la prueba de permeabilidad tipo Lefranc de carga constante y carga variable con los factores de forma para las condiciones del tramo ensayado. La permeabilidad  $k$  se determina con la ecuación:

$$Q = C k \Delta H \quad (8.24)$$

donde:

$C$  es un coeficiente que caracteriza la geometría del área de infiltración.

$Q$  es el gasto de inyección;  $\Delta H$  es el valor de la sobre carga.



CONDICIONES DE LA FRONTERA	FACTOR DE FORMA F
<p>Tubería de ademado con el fin del sondeo en suelo o roca con permeabilidad uniforme</p>	$F = 2.75 d$
<p>Tubería de ademado con frontera entre estrato impermeable o estrato permeable</p>	$F = 2.0 d$
<p>Sondeo extendido a la distancia L detrás del fin de la tubería de ademado</p>	$F = \frac{2\pi L}{\text{Log}_e (2L / D)}$ <p>Para <math>L &gt; 4D</math></p>
<p>Sondeo extendido a la distancia L detrás del fin de la tubería de ademado, en suelo o roca con permeabilidad horizontal diferente de la permeabilidad vertical</p>	$F = \frac{2\pi L}{\text{Log}_e (2mL / D)}$ <p>donde <math>m = (kh / kv)^{1/2}</math>, <math>L &gt; 4D</math></p>
<p>Sondeo extendido a la distancia L detrás del fin de la tubería ademado, en suelo o roca impermeable</p>	$F = \frac{2\pi L}{\text{Log}_e (4L / D)}$ <p>Para <math>L &gt; 4D</math></p>

Figura 8.17 Detalles de la prueba de permeabilidad tipo Lefranc.

## Referencias

Attewell, P. B. y Farmer, I. W. (1976). Principles of Engineering Geology. Chapman and Hall. London.

Deere, (1968). "Consideraciones geológicas." Mecánica de rocas en la ingeniería práctica. España, Blume.

Hoek, E. (1970) "The Influence of Structure Upon the Stability of Rock Slopes", Proc. 1st Symposium on Stability in Open Pit Mining, Vancouver.

Underwood, L.B. (1967) "classification and Identification of Shales", J. Soil Mech. of found. Div. ASCE, 93(SM6), 97-116.

# 9. PROPIEDADES DE SUELOS

*Sergio Raúl Herrera Castañeda*

## 9.1 Introducción

El suelo es el producto de la descomposición y erosión de las rocas que se encuentran en la superficie de la corteza terrestre. Es un agregado o mezcla de partículas minerales de diversos tamaños y formas que en su estado natural contienen gas, aire y agua.

Las partículas pueden estar cementadas, pero esto puede desaparecer fácilmente con el manejo del material con las manos o con algún procedimiento mecánico que no requiera mucha energía.

Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los depósitos de suelo dependen de varios factores, entre los que se pueden mencionar están los siguientes: forma y tamaño de los agregados, mineralogía, estructura o arreglo entre partículas, origen del depósito, compacidad, distribución granulométrica y otros.

## 9.2 Clasificación de los suelos

El sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) divide a los suelos en dos grandes fracciones:

- Suelos gruesos: formados por partículas mayores a 0.074 mm (malla #200) y menores que 7.62 cm (malla 3"). La fracción gruesa se divide en gravas y arenas siendo la frontera 4.76 mm (malla 4). Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas en peso son gruesas.
- Suelos finos: formados por partículas menores de 0.074 mm que pasan la malla #200. Se subdividen en grupos tomando en cuenta sus características de plasticidad. Un suelo se considera fino si más del 50% de sus partículas, en peso, son finas.

El SUCS, además de ubicar un suelo en un grupo determinado, abarca una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. En el cuadro 9.1 se presenta la clasificación de los suelos con base en el sistema mencionado.

### 9.2.1 Suelos gruesos

El símbolo genérico de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas:

- G: gravas.
- S: arenas.

Las gravas y las arenas se separan con la malla Núm.4. Un suelo pertenece al grupo G si más del 50% de su fracción gruesa no pasa la malla; en caso contrario, es del grupo S.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

- W: Bien graduado, material prácticamente libre de finos.
- P: Mal graduado, material prácticamente libre de finos.
- M: Limoso, material con cantidad apreciable de finos no plásticos.
- C: Arcilloso, material con cantidad apreciable de finos plásticos.

La combinación de los símbolos genéricos con las subdivisiones anteriores crea los siguientes grupos:

- **GW y SW:** Son suelos bien graduados y limpios o con pocos finos. Los finos que puedan contener estos grupos no debe ser mayor de 5% para que no se produzcan cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa ni en su permeabilidad. La graduación del suelo se determina en el laboratorio por medio de los coeficientes de uniformidad  $C_u$  y curvatura  $C_c$ .  $C_u = D_{60}/D_{10}$ , debe ser mayor de 4 para considerar una grava bien graduada, y mayor de 6 para la arena.  $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ , debe estar comprendido entre 1 y 3 para ambos materiales.
- **GP y SP:** Son suelos mal graduados, o sea, son uniformes y presentan predominio de un tamaño. Tienen menos de 5% de finos y no cumplen con los requisitos de graduación antes indicados.
- **GM y GS:** En estos grupos el contenido de finos es superior al 12% y causan un efecto en las características de resistencia y permeabilidad de la fracción gruesa. La plasticidad de los finos es nula a media o con índice de plasticidad menor a 4.
- **GC y SC:** Como en el caso anterior, el contenido de finos debe ser superior a 12% y ser de media a alta plasticidad o con índice de plasticidad mayor a 7.

Cuadro 9.1 Sistema unificado de clasificación de suelos (Tomado de *US Waterways Experiment Station* y *ASTM D 2487-66T*).

División principal		Símbolo del grupo	Criterios para la clasificación de laboratorio		Descripción del suelo
			Más fino que el tamiz Núm.200%	Requisitos suplementarios	
Grano grueso (más del 50%, en peso, más grueso que el tamiz Núm. 200).	Suelo gravoso (más de la mitad de la fracción gruesa mayor que el tamiz Núm.4).	GW	0 - 5*	$D_{60}/D_{10}$ mayor que 4, $D_{30}^2/(D_{60} \times D_{10})$ entre 1 y 3. Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para GW. IP menor que 4 o por debajo de la línea A. IP mayor que 7 y arriba de la línea A.	Gravas de buena graduación, gravas arenosas. Gravas uniformes o con graduación discontinua, gravas arenosas.
		GP	0 - 5*		
		GM	12 o más*		
		GC	12 o más*		
	Suelos arenosos (más de la mitad de la fracción gruesa más fina que el tamiz Núm.4).	SW	0 - 5*	$D_{60}/D_{10}$ mayor que 4, $D_{30}^2/(D_{60} \times D_{10})$ entre 1 y 3. Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para GW. IP menor que 4 o por debajo de la línea A. IP mayor que 7 y arriba de la línea A.	Arenas de buena graduación, arenas gravosas. Arenas uniformes o con graduación discontinua, arena gravosa .
		SP	0 - 5*		
		SM	12 o más*		
		SC	12 o más*		
Grano fino (más del 50%, en peso, más fino que el tamiz No. 200).	Baja compresi-bilidad (LL menor que 50).	ML	Gráfico de plasticidad.		Limos, arenas muy finas, arenas finas limosas o arcillosas, limos micáceos. Arcillas de baja plasticidad, arcillas arenosas o limosas. Limos orgánicos y arcillas de baja plasticidad.
		CL	Gráfico de plasticidad.		
		OL	Gráfico de plasticidad, olor o color orgánicos.		
	Alta compresi-bilidad (LL mayor que 50).	MH	Gráfico de plasticidad.		Limos micáceos, limos de diatomeas, cenizas volcánicas. Arcillas muy plásticas y arcillas arenosas. Limos orgánicos y arcillas de baja plasticidad.
		CH	Gráfico de plasticidad.		
		OH	Gráfico de plasticidad, olor o color orgánicos.		
Suelos con materia orgánica fibrosa.		PI	Materia orgánica fibrosa; se carboniza, quema o se pone incandescente.		Turba, turbas arenosas y turbas arcillosas.

\*Para los suelos en los que pasa por el tamiz Núm. 200 del 5 al 12%, use un símbolo doble, como GW-GC.

Los suelos gruesos con contenido de finos entre 5 y 12%, en peso, el sistema de clasificación los considera casos frontera y se les adjudica un símbolo doble.

Para la descripción de los suelos gruesos deben proporcionarse los siguientes datos:

- Nombre típico, local y/o geológico;
- Porcentajes aproximados de grava y arena;
- Tamaño máximo de partículas;
- Angulosidad y dureza de las partículas;
- Características de su superficie;
- Estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

Estos últimos datos se obtienen de muestras de tipo inalterado o de los afloramientos en el campo. En el cuadro 9.2 se muestra la clasificación de los suelos por el tamaño de sus partículas.

Cuadro 9.2 Identificación por el tamaño de grano.

Nombre	Límites de tamaño
Boleo	305 mm (12 pl.) o mayores
Canto rodado	76 mm (3 pl.) a 305 mm (3 pl.)
Grava gruesa	19 mm (3/4 pl.) a 76 mm (3 pl.)
Grava fina	4.76 mm (T. Núm. 4) a 19 mm (3/4 pl.)
Arena gruesa	2 mm (T. Núm. 10) a 4.76 mm (T. Núm. 4)
Arena mediana	0.42 mm (T. Núm. 40) a 2 mm (T. Núm. 10)
Arena fina*	0.074 mm (T. Núm. 200) a 0.42 mm (T. Núm. 40)
Finos	Menores que 0.074 mm (T. Núm. 200)

\* Las partículas menores a una arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20 centímetros.

### 9.2.2 Suelos finos

El símbolo genérico está formado por las siguientes letras:

- M: Limos inorgánicos.
- C: Arcillas inorgánicas.
- O: Limos y arcillas orgánicas.

Estos grupos de suelos finos se subdividen, a su vez, en dos grupos dependiendo de su límite líquido:

- L: suelos de baja compresibilidad, si el límite líquido es menor de 50%.
- H: suelos de alta compresibilidad, si el límite líquido es mayor de 50%.

Los suelos altamente orgánicos forman un grupo independiente de símbolo  $P_t$ .

La combinación de los símbolos genéricos con las subdivisiones anteriores, genera los siguientes grupos de suelos finos:

- **L y CH:** Son arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la Línea A de la Carta de Plasticidad (fig. 9.1), definida por  $LL < 50\%$  e  $I_p > 7\%$ . El grupo CH corresponde a la zona sobre la Línea A definida por  $LL > 50\%$ .
- **ML y MH:** Son limos inorgánicos. El grupo ML comprende la zona bajo la Línea A definida por  $LL < 50\%$  y la porción sobre la Línea A con  $I_p < 4$ . El grupo MH corresponde a la zona bajo la Línea A, definida por  $LL > 50\%$ .
- **OL y OH:** Son limos y arcillas orgánicas. Las zonas correspondientes a estos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, y próximos a la Línea A.
- **Pt:** Son suelos turbosos con LL entre 300 y 500% y localizados bajo la Línea A, normalmente con índice plástico  $I_p$  entre 100 y 200 por ciento.

Cuadro 9.3 Plasticidad de suelos finos.

Término usado	IP	Resistencia en	
		Estado seco	Ensayos de campo
No plástico	0 – 3	Muy baja	Cae en pedazos fácilmente
Ligeramente plástico	4 – 15	Ligera	Se tritura fácilmente
Medianamente plástico	15 – 30	Mediana	Difícil de triturar
Muy plástico	31 o mayor	Alta	Imposible de triturar con los dedos

Cuando los suelos finos no se localizan claramente en un grupo, se usan símbolos dobles frontera. Para la descripción de estos suelos, se requieren los siguientes datos:

- Nombre típico, local y/o geológico.
- Grado y carácter de su plasticidad.

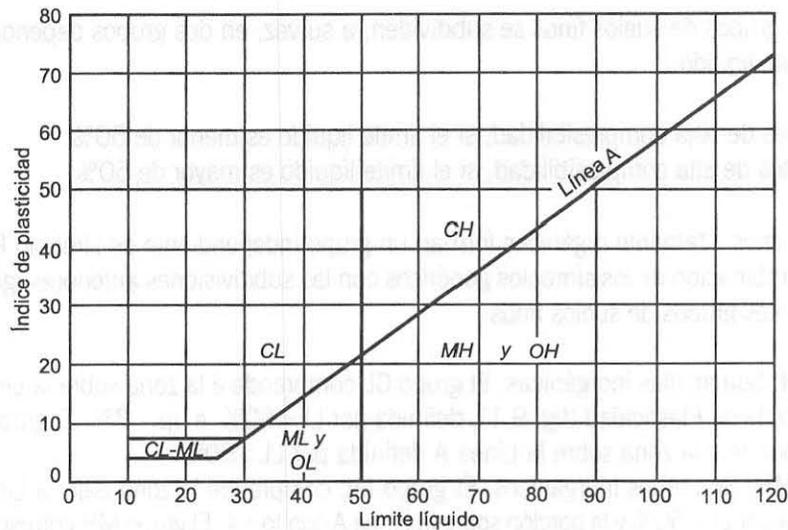


Figura 9.1 Carta de plasticidad para clasificación de suelos finos.

- Cantidad y tamaño máximo de partículas gruesas.
- Color del suelo húmedo y olor.

En estado inalterado deberán describirse, además, su estructura, estratificación, consistencia, condiciones de humedad y características de drenaje.

### 9.3 Permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad  $k$  de un suelo se determina por procedimientos directos e indirectos. Al primer grupo pertenecen las pruebas de laboratorio por medio de permeámetros de carga constante y de carga variable, y las pruebas directas en campo; al segundo grupo, los cálculos a partir de la curva granulométrica, de la prueba de consolidación y la horizontal de capilaridad.

En el cuadro 9.4, se muestran las relaciones entre tipos de suelo, coeficiente de permeabilidad  $k$  y los métodos de prueba aplicada en cada caso.

En el cuadro 9.5 se presentan valores relativos de permeabilidad de suelos típicos.

Cuadro 9.4 Permeabilidad y métodos de prueba (Casagrande y Fadum, 1940).

		Coeficiente de permeabilidad (cm/s), escala logarítmica											
		10 <sup>2</sup>	10 <sup>1</sup>	10 <sup>0</sup>	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>
Propiedades de drenaje		BUENO						POBRE			PRACTICAMENTE IMPERMEABLE		
Tipos de suelos	Grava limpia	Arenas limpias. Arenas limpias y mezclas de grava.				Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos. Mezclas de arena, limo y arcilla morena gracial depósitos estratificados de arcilla.				Suelos impermeables. Arcillas homogéneas a la intemperie.			
						Suelos impermeables modificados por los efectos de la vegetación e intemperie.							
Determinación directa del coeficiente de permeabilidad	Prueba directa del suelo en su estado natural (prueba de bombeo). Segura si se hace correctamente. Se requiere bastante experiencia.												
	Perméametro de carga constante. Se requiere poca experiencia.												
Determinación indirecta del coeficiente de permeabilidad		PERMEAMETRO DE CARGA VARIABLE											
		SEGURO					INSEGURO			RELATIVAMENTE SEGURO			
		No se requiere mucha experiencia					Se requiere mucha experiencia			Se requiere mucha experiencia			
	Cálculo por medio de la distribución del tamaño del grano (ver fórmula de Hazen). Aplicable solamente en arena y gravas limpias y sin cohesión.												
					Prueba de capilaridad horizontal se requiere poca experiencia útil para pruebas rápidas en el campo.								

Cuadro 9.5 Valores relativos de permeabilidad (Terzaghi y Peck, 1976).

Permeabilidad relativa	Valores de k (cm/seg.)	Suelo típico
Muy permeable	Mayor que $1 \times 10^{-1}$	Grava gruesa
Moderadamente permeable	$1 \times 10^{-1}$ - $1 \times 10^{-3}$	Arena, arena fina
Poco permeable	$1 \times 10^{-3}$ - $1 \times 10^{-5}$	Arena limosa, sucia
Muy poco permeable	$1 \times 10^{-5}$ - $1 \times 10^{-7}$	Limo, arenisca fina
Impermeable	Menos que $1 \times 10^{-7}$	Arcilla

(Para convertir los cm/s en pies por minuto se multiplican los valores del cuadro por 2; para convertir a pies por día se multiplican por  $3 \times 10^3$ ).

Los métodos para el cálculo de la permeabilidad a partir de curva granulométrica, emplean el criterio clásico de Allen Hazen:

$$k = CD_{10}^2 \text{ (cm/s)} \quad (9.1)$$

donde:

k es el coeficiente de permeabilidad (cm/s).

$D_{10}$  es el diámetro efectivo, es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

C es una constante que varía entre 41 y 146.

Considerando el efecto de la temperatura en la viscosidad del agua, la anterior ecuación se modifica de la siguiente manera:

$$k = C(0.7 + 0.03t)D_{10}^2 \text{ (cm/s)} \quad (9.2)$$

donde:

t es la temperatura en grados centígrados

Se han propuesto otras fórmulas de correlación que toman en cuenta otras características, como la de Schlichter que además de la temperatura considera la compacidad:

$$k = 771 \frac{D_{10}^2}{C} (0.7 + 0.03t) \text{ (cm/s)} \quad (9.3)$$

donde

C es una función de la porosidad n que corresponde a los siguientes valores:

Cuadro 9.6 Valores de C en función de n.

n	0.26	0.38	0.46
C	83.4	24.1	12.8

Para suelos arenosos Terzaghi propuso la expresión:

$$k = C_1(0.7 + 0.03t)D_{10}^2 \text{ (cm/s)} \quad (9.4)$$

donde  $C_1$  se determina con:

$$C_1 = C_0 \frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{n - 1}} \quad (9.5)$$

Donde

n es la porosidad y  $C_0$  un coeficiente con los valores siguientes:

Cuadro 9.7 Valor de  $C_0$  para diferentes tipos de arena.

Tipo de arena	$C_0$
Arenas de granos redondeados	800
Arenas de granos angulosos	460
Arenas con limos	< 400

Las fórmulas anteriores son de valor muy limitado y sólo válidas como norma de criterio. La permeabilidad de un suelo siempre debe obtenerse por métodos directos más precisos.

## 9.4 Resistencia al esfuerzo cortante en suelos

### 9.4.1 Definiciones

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo tiene dos componentes: la cohesión y la resistencia por fricción. Las arcillas a menudo se describen como suelos cohesivos,

en los cuales la resistencia al esfuerzo cortante o cohesión es independiente de los esfuerzos aplicados; y las arenas y gravas se describen como suelos no cohesivos o friccionantes en, las cuales la resistencia al corte  $\tau$  a lo largo de cualquier plano es directamente proporcional al esfuerzo  $\sigma$  normal al plano:

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (9.6)$$

donde:  $\phi$  es el ángulo de fricción interna.

Los conceptos de cohesión y fricción están combinados en la ecuación de Coulomb para resistencia al esfuerzo cortante de suelos:

$$\tau = \sigma \tan \phi + C \quad (9.7)$$

donde: C es la cohesión.

Estos conceptos tan simples, sin embargo, no son viables para resolver o entender los problemas complejos de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

La ecuación anterior se modifica para considerar la presión neutral  $u$  en el agua, entonces:

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi + C \quad (9.8)$$

El valor de  $u$  depende no sólo de las condiciones de la carga, sino también de la velocidad de aplicación; esto puede conducir al valor de la resistencia lenta o de resistencia rápida de un suelo.

El valor de la cohesión en las arcillas saturadas no es constante, sino que resulta ser una función del contenido de agua  $w$ , por lo tanto, la ecuación debe escribirse:

$$\tau f(w) = (\sigma - u) \tan \phi \quad (9.9)$$

### 9.4.2 Tipos de pruebas

La resistencia al esfuerzo cortante en suelos, se determina por medio de las pruebas de compresión triaxial o por medio de la prueba *in situ* de la veleta. Un método menos empleado en la actualidad es la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

**Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.** En la actualidad esta prueba se usa muy poco y se ha sustituido por las pruebas de compresión triaxial.

Un esquema del aparato se muestra en la figura 9.2; el aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contiene la muestra de suelo; dos piedras porosas colocadas en la parte superior e inferior proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee se substituyen simplemente por placas de confinamiento al probar muestras secas. A la parte móvil del aditamento es posible aplicarle una carga cortante que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano, que por la construcción del aparato resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal al plano de falla  $\sigma_n$  graduable a voluntad; la deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en la dirección vertical como en la horizontal.

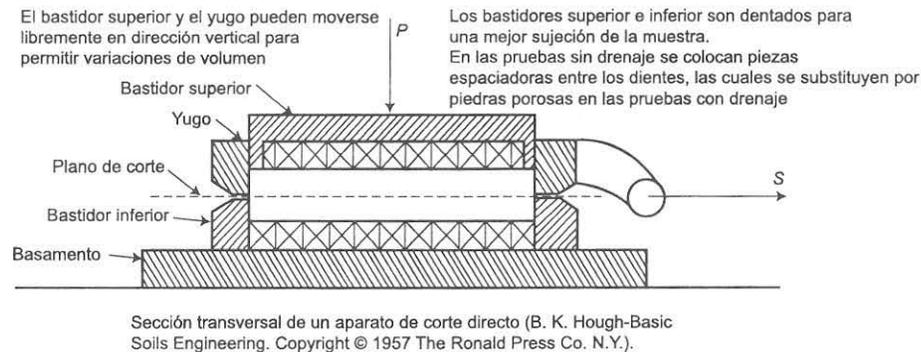


Figura 9.2 Aparato de corte directo para pruebas en suelos.

Las pruebas se pueden realizar por el método de esfuerzo controlado y por el de deformación controlada. En el primero, la prueba se lleva aplicando valores fijos de fuerza tangencial, de modo que el esfuerzo cortante  $\tau$  aplicado tiene en todo momento un valor prefijado. En el segundo tipo, la máquina actúa con un valor de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen se lee en la báscula de la máquina que la aplica.

Normalmente se ejecutan varias pruebas con distintos valores de esfuerzo normal  $\sigma_n$ ; pueden trazarse puntos en la gráfica esfuerzo cortante-esfuerzo normal, con los valores de los esfuerzos normales y los valores máximos del esfuerzo cortante obtenidos en cada una de las pruebas. Uniendo los puntos así obtenidos se tendrá la línea de falla del material correspondiente a este procedimiento de prueba.

A partir de estas pruebas se pueden obtener dos gráficas típicas (figura 9.3). La gráfica a) es representativa de materiales cuya falla es frágil, porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, desciende rápidamente al aumentar la deformación. La gráfica b) corresponde a materiales cuya falla es de tipo plástico, en la que la falla se produce a un esfuerzo que se sostiene, aunque la deformación aumente; la falla no está bien definida, produciéndose lo que suele denominarse como flujo de material bajo esfuerzo constante.

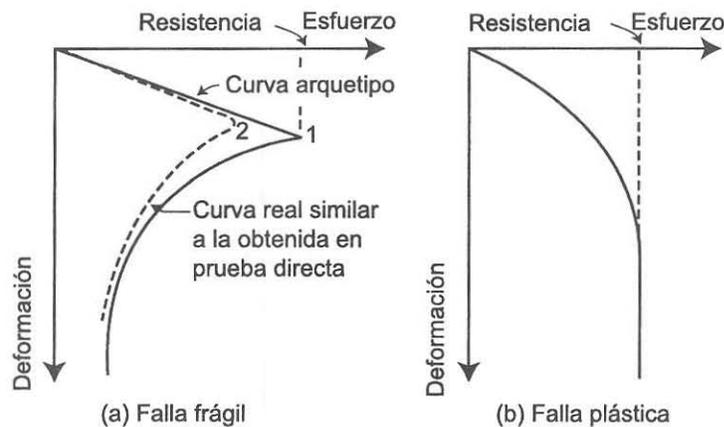


Figura 9.3 Tipos de falla considerados en los suelos.

**Prueba *in situ* por medio de la veleta.** Esta prueba se aplica básicamente para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos y presenta la ventaja de que puede realizarse directamente en los suelos *in situ*.

El aparato de prueba consta de un vástago desmontable en piezas a cuyo extremo inferior está ligada la veleta, generalmente entre cuatro aspas fijamente ligadas a un eje que es prolongación del vástago. Para efectuar la prueba una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior en donde existe un mecanismo apropiado que permite medirlo. Al ir aplicando el momento la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo; en el momento máximo soportado la resistencia al esfuerzo cortante del suelo será medida

por los momentos resistentes generados tanto en la base de los cilindros como en su área lateral. La figura 9.4 muestra un aparato de veleta empleada en la prueba de corte *in situ*.

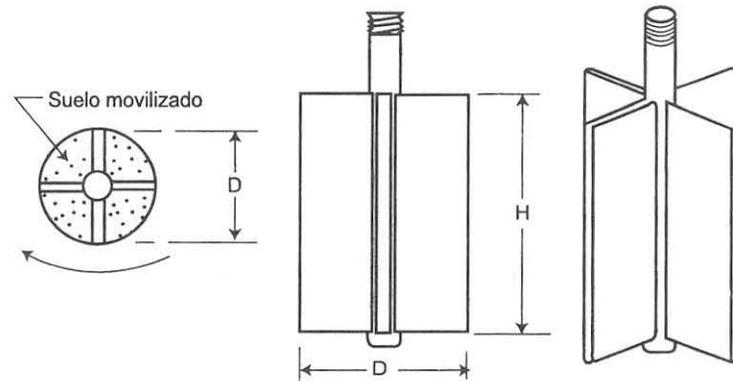


Figura 9.4 Aparato de veleta para determinar la resistencia al esfuerzo cortante.

**Pruebas de compresión triaxial.** En esta prueba el espécimen de suelo de 3.55 a 7.10 cm de diámetro y el doble, como mínimo de altura, se cubre con una membrana de látex. El espécimen es colocado dentro de una cámara que es la celda triaxial en la cual un fluido se puede colocar bajo presión (figura 9.5). Una carga axial se aplica bajo un rango constante de deformación por medio de unos pistones que actúan verticalmente sobre la celda. En los procedimientos de pruebas normales el esfuerzo aplicado en el émbolo vertical es el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ , y el esfuerzo  $\sigma_3$  corresponde a la presión lateral aplicada a través del fluido.

Al valor  $\sigma_1$  menos  $\sigma_3$  se le conoce como esfuerzo desviador, y el valor de  $\sigma_1$  menos  $\sigma_3$  en la falla es el diámetro del círculo de Mohr en la falla. Como parte del procedimiento de la prueba se determina la densidad y contenido de agua del suelo y las deformaciones y esfuerzos durante la prueba. El módulo de deformación  $E$  se obtiene generalmente de la tangente inicial a la curva esfuerzo-deformación. La parte superior e inferior de la muestra pueden conectarse a unos dispositivos, con el objeto de controlar el drenaje del espécimen y medir la presión de poro generada. Las pruebas triaxiales se pueden realizar de tres formas (cuadro 9.8).

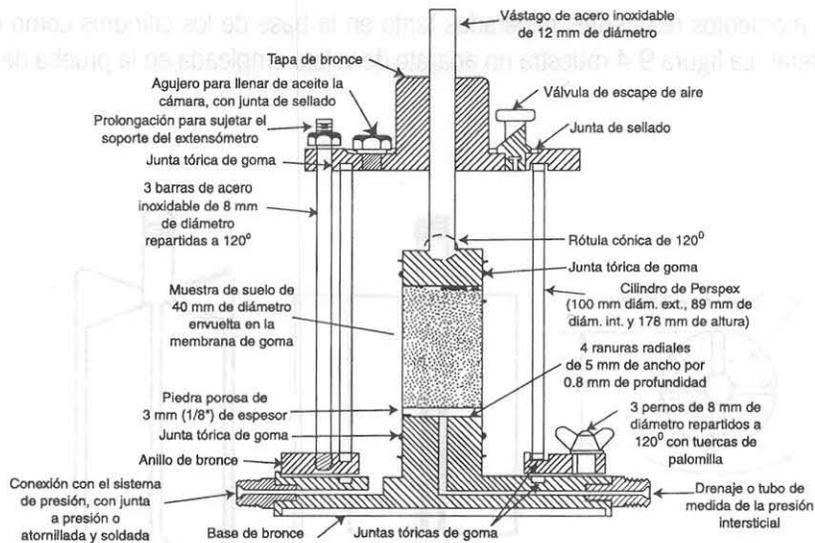


Figura 9.5 Detalle de una cámara triaxial (Bishop y Henkel, 1962).

Cuadro 9.8 Características de las tres pruebas triaxiales.

Tipo de prueba	Descripción
Pruebas sin consolidación y sin drenaje.	Denominada generalmente prueba rápida, en este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa la consolidación de la muestra. Inicialmente se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial; los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien ni tampoco su distribución en ningún momento.
Prueba consolidada rápida.	En esta prueba el espécimen primeramente se consolida bajo la presión hidrostática $s_c$ , enseguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El objeto de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla.
Prueba con consolidación y con drenaje o prueba lenta.	Prueba con consolidación y con drenaje o prueba lenta. La característica fundamental de la prueba lenta es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos.

Cuadro 9.8 Características de las tres pruebas triaxiales.

Tipo de prueba	Descripción
Prueba con consolidación y con drenaje o prueba lenta.	El espécimen se sujeta a una presión hidrostática $\sigma_c$ dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación sobre la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se ha restablecido, las fuerzas exteriores están actuando sobre la fase sólida del suelo, la muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua en exceso a la hidrostática se reduzca a cero.

La prueba de compresión no confinada es un caso particular de prueba triaxial en la cual la presión lateral en la celda es cero. En el cuadro 9.9 se anotan los términos empleados para describir la resistencia de un suelo. La prueba se realiza con consolidación y sin drenaje.

Cuadro 9.9 Resistencia del suelo.

Término usado	Resistencia a compresión no confinada (Según Terzaghi y Peck) (kg/cm <sup>2</sup> )	Ensayo de campo (Según Cooling y Skempton)
Muy blando	0 – 0.25	Se escurre entre los dedos
Blando	0.25 – 0.50	Se amasa fácilmente con los dedos.
Firme	0.50 – 1.00	Se amasa presionando fuerte.
Resistente	1.00 – 1.50	Se deprime con fuerte presión.
Muy resistente	1.50 – 2.00	Se deprime con la presión de los dedos.
Duro	2.00 o más	Se hiende ligeramente con un lápiz.

### 9.4.3 Resistencia de suelos cohesivos

Los principales factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos son: la historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a la que se sujete y sensibilidad de la estructura.

La resistencia al esfuerzo cortante en un suelo cohesivo es muy compleja debido a que el suelo fino es relativamente compresible, por lo tanto, la carga que se aplica a una arcilla saturada es soportada inicialmente por el esfuerzo neutro y no se transmite a la estructura del suelo. Debido a que el suelo es de baja permeabilidad, este esfuerzo

neutro se disipa muy lentamente y pasa mucho tiempo antes de que la estructura del suelo sienta los efectos del aumento de esfuerzo. También existen fuerzas importantes que se desarrollan entre las partículas de arcilla.

Debido a la lentitud de los cambios en el esfuerzo neutro y el correspondiente cambio en el esfuerzo efectivo, la resistencia de una arcilla se define en términos de la disipación del esfuerzo neutro. Las tres condiciones básicas que se definen están anotadas en el tipo de pruebas que se efectúan en laboratorio, las cuales se describieron con anterioridad.

**Esfuerzo cortante sin consolidación y sin drenaje.** Tanto el esfuerzo de confinamiento como el cortante se aplican tan rápidamente que no se produce consolidación. La relación de vacíos y el contenido de agua en el suelo no cambian y el esfuerzo neutro toma toda la carga que se adiciona.

El suelo soportaba inicialmente una presión de sobrecarga  $\sigma'_0$  o una carga de preconsolidación  $\sigma'_c$  bajo la cual se consolidó quedando establecida su relación de vacíos, humedad y separación entre las partículas. El esfuerzo principal menor efectivo es independiente del esfuerzo de confinamiento adicional  $\sigma_3$  y, por lo tanto, el esfuerzo principal mayor efectivo en la falla y la resistencia dependen únicamente del esfuerzo inicial debido a la sobrecarga  $\sigma'_0$  y de la envolvente de Mohr con drenaje (esfuerzos efectivos). La representación gráfica de los esfuerzos totales es una serie de circunferencias de Mohr mostradas como líneas llenas en la figura 10.6. Todas las circunferencias tienen el mismo diámetro y la envolvente resultante de los esfuerzos totales es una línea recta horizontal. La magnitud de la ordenada en el origen se designa por  $C$  o cohesión del suelo. La resistencia del suelo sin drenaje se puede expresar por la ecuación:

$$\tau = C \quad (9.10)$$

La resistencia sin drenaje representa la resistencia que tiene un suelo natural. Como en la mayoría de los casos el proceso constructivo es más rápido que la consolidación, la resistencia sin drenaje es la que se emplea en la mayoría de los proyectos.

**Esfuerzo cortante sin drenaje y con consolidación.** El suelo se consolida completamente por efecto del esfuerzo de confinamiento  $\sigma_3$ , con la correspondiente reducción de la relación de vacíos y del contenido de agua. La carga axial se incrementa rápidamente en la cantidad  $\Delta\sigma_1$ , sin cambios en la relación de vacíos y en el contenido de agua hasta que ocurre la falla.

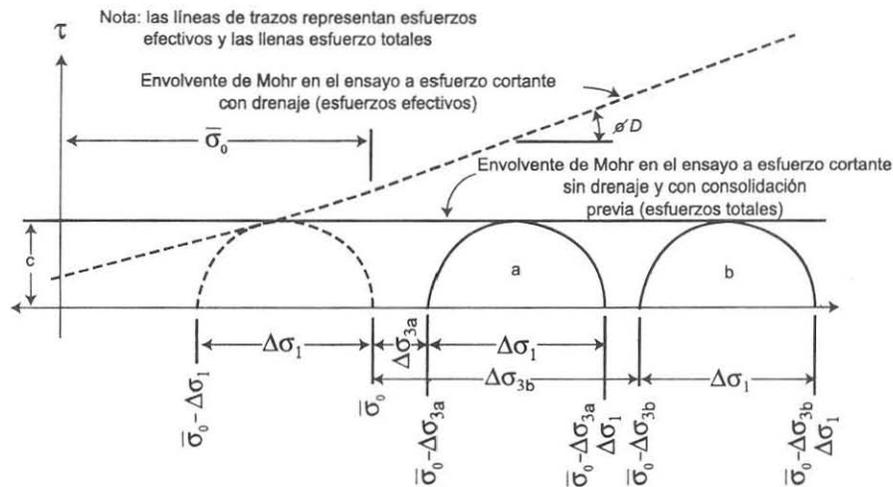


Figura 9.6 Envolvente de Mohr de una arcilla saturada sometida a esfuerzo cortante (no consolidada y no drenada).

El esfuerzo principal mayor total en la falla es el igual  $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$ , y el esfuerzo principal menor total es  $\sigma_3$ . Como no se produce drenaje o consolidación desde el momento en que se añade la carga  $\sigma_1$ , ésta es soportada completamente por el esfuerzo neutro  $\Delta u = \Delta\sigma_1$ .

El dibujo de estas presiones efectivas dará la envolvente de Mohr para el esfuerzo cortante con drenaje. Sin embargo, si se dibujan los esfuerzos totales se producirá una envolvente diferente porque las circunferencias son desplazadas horizontalmente  $\Delta\sigma_1$  a la derecha.

La envolvente aparente de Mohr de esfuerzos totales es una línea recta que pasa por el origen de las coordenadas por arriba de la carga de preconsolidación y tendrá un ángulo aparente de resistencia al esfuerzo cortante  $\phi_{cu}$  (figura 9.7). La ecuación para la resistencia al esfuerzo cortante por arriba de la carga de preconsolidación es:

$$\tau = \sigma \tan \phi_{cu} \quad (9.11)$$

En la prueba de esfuerzo cortante con consolidación y sin drenaje se representa la condición de una arcilla que, primero, se ha consolidado totalmente por el peso de una estructura y que, posteriormente, es sometido al aumento rápido del esfuerzo  $\sigma$  por una construcción adicional o por una carga accidental anormal (figura 9.7).

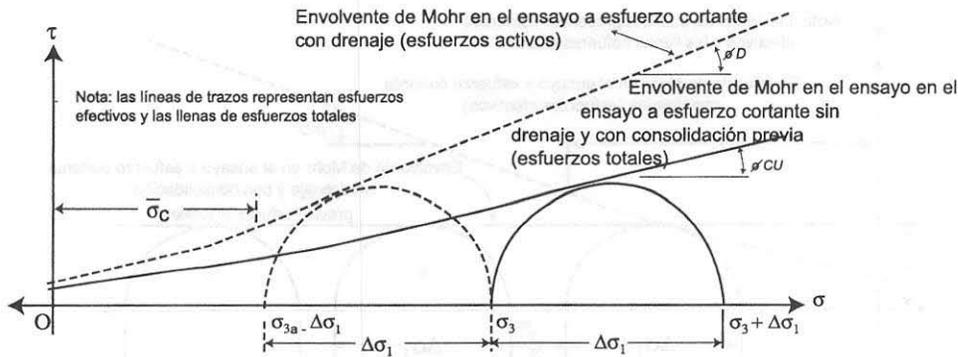


Figura 9.7 Envolventes de Mohr de una arcilla saturada sometida a esfuerzo cortante con consolidación con y sin drenaje (prueba lenta y consolidación rápida).

**Esfuerzo cortante con consolidación y con drenaje.** En el esfuerzo cortante con drenaje no hay cambio en el esfuerzo neutro y cualquier aumento en el esfuerzo total produce un aumento correspondiente en el esfuerzo efectivo. El suelo se consolida reduciéndose la relación de vacíos y el contenido de agua.

La consolidación del suelo se produce en dos etapas: la primera se produce durante la adición del esfuerzo de confinamiento y, la segunda, durante la adición del esfuerzo axial que induce el esfuerzo cortante al suelo. Como resultado de la consolidación, el contenido de agua y espaciamiento entre las partículas se reducen y la liga entre las partículas se aumenta proporcionalmente al esfuerzo de confinamiento que supera la resistencia a la compresión; por lo tanto, la resistencia aumenta en proporción al aumento del esfuerzo de confinamiento efectivo.

La envolvente de Mohr es una línea recta que pasa por el origen de las coordenadas. El ángulo de la envolvente de Mohr se llama ángulo de la resistencia al esfuerzo cortante o de fricción interna aparente y se designa por  $\phi_d$ .

Los valores típicos del ángulo  $\phi_d$  están entre 15 y 30°, los ángulos mayores corresponden a las arcillas que tienen índices de plasticidad  $I_p$  de 5 a 10, mientras que los valores más bajos corresponden a arcillas con índices de plasticidad de 50 a 100.

El esfuerzo cortante con drenaje representa la condición de resistencia que se desarrolla en un suelo por un cambio de esfuerzo a largo plazo; se puede usar en cualquier problema que envuelva esfuerzo cortante en arcillas saturadas para determinar el esfuerzo efectivo en la falla conociendo los esfuerzos total y neutro.

**Resistencia al esfuerzo cortante sin confinamiento.** Como la resistencia sin drenaje es la misma cualquiera que sea la presión sin confinamiento, es posible determinar la resistencia con presión de confinamiento cero.

La resistencia está dada por:

$$\tau = \frac{q_u}{2} = C \quad (9.12)$$

donde:  $q_u$  es la resistencia a la compresión sin confinar, es igual a  $s_1$  en la falla cuando  $\sigma_3$  es cero y  $C$  es la cohesión.

**Sensibilidad.** La razón entre la resistencia de la muestra inalterada y la remoldeada, se define como la sensibilidad  $S_t$ . Si una muestra inalterada de arcilla saturada se amasa completamente sin cambiar su humedad y se prueba, se encontrará que la resistencia sin drenaje ha disminuido, esto se debe a la distribución de la estructura del suelo y a la pérdida de la fuerza atractiva entre las partículas y las ligaduras. En las arcillas de estructura dispersa esta pérdida es pequeña, pero en las que tienen estructura muy floculada o en los suelos de estructura esquelética bien desarrollada, la pérdida de la resistencia puede ser grande. Valores típicos se muestran en el cuadro 9.10.

$$S_t = \frac{(q_u)_{inalterada}}{(q_u)_{remoldeada}} \quad (9.13)$$

Cuadro 9.10 Valores típicos de sensibilidad.

Tipo de suelo	Sensibilidad $S_t$
Arcillas de plasticidad media, normalmente consolidadas	2 - 8
Muy floculadas y arcillas marinas	10 - 80
Arcillas preconsolidadas, plasticidad media a baja	1 - 4
Arcillas fisuradas, arcillas con vetas de arena	0.5 - 2

La arcilla sensible alcanza una resistencia máxima similar a la de la arena compacta y se vuelve más débil al aumentar las deformaciones (figura 9.8).

La resistencia que se conserva después de grandes deformaciones es la resistencia residual y es aproximadamente igual a la de la arcilla remoldeada.

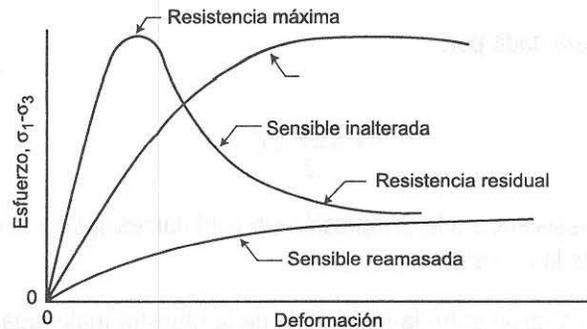


Figura 9.8 Gráfica esfuerzo - deformación de arcillas sometidas a esfuerzo cortante sin drenaje.

**Anisotropía.** Muchos suelos son más rígidos o fuertes en una dirección que en otra, debido a la presencia de estratificación o a la orientación de los minerales. Los ensayos en este tipo de suelos se realizan en muestras con distintas orientaciones, paralelo y perpendicular a los planos de estratificación. Los resultados generalmente muestran que el esfuerzo cortante mínimo es paralelo a la estratificación.

**Resistencia al esfuerzo cortante de arcillas fisuradas.** Algunas arcillas naturales se agrietan o fisuran por desecación, por altos esfuerzos de sobrecarga de tierra que producen fracturas locales o por alteración físico-química y meteorización. La resistencia de estas arcillas depende de la orientación de las grietas y fisuras, del efecto de los cambios de esfuerzo y filtración de agua en la arcilla a lo largo de las fisuras.

Los mejores resultados de su resistencia al esfuerzo cortante se obtienen con ensayos drenados, ya que las fisuras permiten la disipación de los esfuerzos neutros más rápidamente que las arcillas comunes.

#### 9.4.4 Resistencia de suelos friccionantes

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante depende de: la compacidad, forma de los granos, distribución granulométrica, resistencia individual de las partículas y su tamaño.

Los suelos friccionantes están compuestos de granos redondeados, cuyas formas varían desde angular a la muy redonda. Las partículas están en contacto en unos cuantos puntos solamente, en los cuales los esfuerzos son extremadamente altos. Al aumentar el esfuerzo cortante las partículas, primero, se deforman más o menos elásticamente; posteriormente se produce aplastamiento local en los puntos de contacto y finalmente ligeras translaciones y rotación de los granos, aumentando el tamaño de los poros y, en otros, reduciéndose.

El esfuerzo de confinamiento previo influye en la deformación de la masa: cuanto más alto es el valor de éste, menor será la deformación producida por el incremento adicional del esfuerzo cortante.

Cuando el esfuerzo cortante llega a ser suficientemente grande, el efecto de la distorsión, aplastamiento y deslizamiento entre granos se traduce en la falla del suelo por cortante.

En la mayoría de los suelos friccionantes el contenido de agua no influye directamente en estos mecanismos, porque los intensos esfuerzos en los puntos de contacto entre las partículas desplazan las moléculas de agua. Sin embargo, algunos suelos, tales como las cenizas volcánicas porosas, arenas que contienen talco o clorita, los granos se debilitan por el agua, alterándose así su resistencia.

En el cuadro 9.11 se muestran valores del ángulo de fricción interna de suelos friccionantes.

Un suelo compacto alcanza una resistencia máxima a la que sigue una pérdida de resistencia (y aumento en la relación de vacíos), con una continua deformación. La resistencia que persiste después de una larga deformación se llama resistencia residual. Para tener una representación completa de la resistencia de un suelo friccionante inicialmente compacto, se requieren dos envolventes de Mohr, una representando la resistencia máxima y la otra, más baja, representando la residual.

Cuadro 9.11 Ángulos de fricción interna de suelos friccionantes constituidos principalmente por cuarzo.

Descripción	Ángulo de fricción interna (°)	
	$D_r < 20$	$D_r > 20$
Grano redondo, uniforme	29	35
Redondo, buena graduación	32	38
Angular, uniforme	35	43
Angular, buena graduación	37	45

## 9.5 Consolidación

La consolidación es un proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso provocado por el aumento de las cargas sobre el suelo.

El cambio de volumen que ocurre bajo una carga aplicada depende de la compresibilidad del esqueleto del suelo; sin embargo, el agua en los vacíos de un suelo saturado es relativamente incompresible y, si no existe drenaje, el cambio en los esfuerzos aplicados corresponde al cambio en la presión neutra y el volumen del suelo se mantiene constante.

Con el drenaje toma lugar el flujo de agua, de las zonas de alta presión neutra a las zonas de menor presión o cero. Cuando la presión de poro en exceso se disipa, el esfuerzo aplicado es transferido a las partículas del suelo y se producen los cambios de volumen del material. Es este cambio de volumen en los suelos a lo que se le conoce como consolidación.

Un estudio de la consolidación requiere del conocimiento de la compresibilidad del suelo y del grado en que se disipan las presiones de poro, la cual está relacionada también con la permeabilidad.

La solución a la ecuación de consolidación dada por Terzaghi y Fröhlich, y algunos valores del grado de consolidación  $U$  y del factor del tiempo  $T$  se representan por:

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \quad (9.14)$$

donde:

$c_v$  es el coeficiente de consolidación,  $c_v = k / m_v \gamma_w$ .

$t$  es el tiempo.

$H^2$  es la longitud de la trayectoria de drenaje.

$m_v$  es el módulo de compresibilidad.

Los valores de  $c_v$  y  $m_v$  se obtienen por pruebas de laboratorio conocidas como pruebas del odómetro o pruebas de consolidación. El aparato se muestra en la figura 9.9.

El módulo de compresibilidad  $m_v$  se obtiene a partir de la curva presión-relación de vacíos ( $p$ - $e$ ) (figura 9.10).

Las pruebas de consolidación se efectúan únicamente en arcillas o suelos limosos, las muestras generalmente son de tipo inalterado pero en algunos casos se efectúan en suelos remoldeados. El propósito de la prueba es obtener la curva presión-relación de vacíos y el coeficiente de consolidación del suelo  $c_v$ .

Para un incremento de esfuerzo se mide el asentamiento con el tiempo, cuando el movimiento virtualmente cesado el esfuerzo se incrementa y se mide el asentamiento con el tiempo nuevamente, esto se repite varias veces hasta que los esfuerzos son mayores que aquellos a los que serán aplicados al suelo en el problema práctico.

Finalmente, se determina el contenido de agua de la muestra. El contenido inicial de agua se mide en muestras de suelo adyacente a la sometida a la prueba y también sirve para verificar los cálculos.

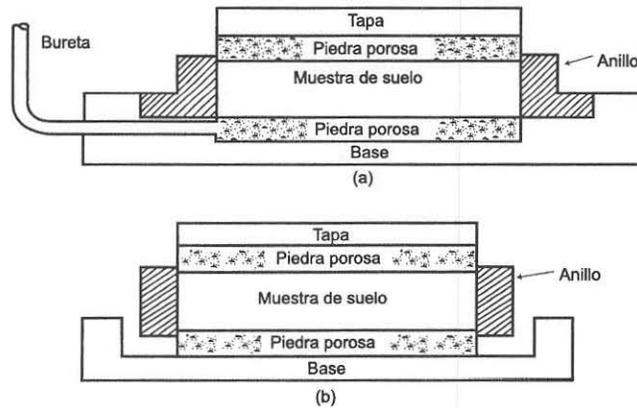


Figura 9.9 Odómetro o aparato de consolidación: a) de anillo rígido, b) de anillo flotante.

El coeficiente de consolidación  $c_v$ , el cual determina el grado en el que se producen los asentamientos, se calcula para cada incremento de carga y/o un valor intermedio apropiado para el rango de presión.

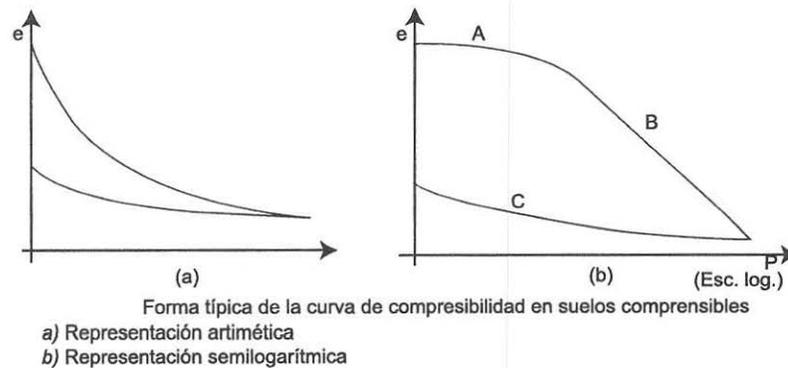


Figura 9.10 Curvas de compresibilidad.

## Referencias

Casagrande, A. y Fadum, R. E. (1940) "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes Soil Mechanincs." Series No. 8, Harvard University, Cambridge

Bishop, A. W. y Henkel, D. J. (1962). The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. 2a ed. Edwin Arnold, London.



Fig. 3.10. Failure envelopes for soil specimens.

# 10. TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

*Sergio Raúl Herrera Castañeda*

## 10.1 Introducción

Las cimentaciones de las presas deben cumplir con dos características: impermeabilidad y estabilidad.

**Impermeabilidad.** Dependiendo de la utilidad que se le va a dar a la obra, las pérdidas de agua por filtración a través de la roca o suelo de cimentación podrán ser de importancia o no. El costo del agua es diferente para la generación de electricidad que para su uso en el riego de áreas de cultivo.

Las filtraciones son tolerables siempre y cuando no produzcan daños a las rocas de la cimentación por arrastre de materiales que constituyen los rellenos de las fracturas o de la misma roca.

En este aspecto juega un papel importante el gradiente hidráulico que se emplee para el diseño de la cortina. Cuando existe el riesgo de alta filtración a través de la roca se aplican tratamientos especiales a las rocas y suelos.

**Estabilidad.** Generalmente los problemas de flujo de agua en la cimentación de una presa pueden estar asociados a problemas de estabilidad de las laderas y fondo del cauce.

Las características de las discontinuidades, su orientación respecto al eje de la cortina y el grado de alteración de las rocas son factores que rigen el flujo de agua y la estabilidad del terreno de cimentación.

En este capítulo se revisarán los tratamientos más frecuentemente empleados en el mejoramiento de las propiedades mecánicas e hidráulicas de las cimentaciones para cortinas.

## 10.2 Excavaciones

### 10.2.1 Limpia superficial

La remoción del suelo y de la roca alterada en las laderas es indispensable en todo sitio de presa.

La limpia gruesa se realiza con tractor y excavadoras y se completa con un trabajo de detalle realizado con equipo manual, pico y martillo neumático, con el objeto de que la superficie quede lo suficientemente limpia para efectuar el tratamiento de grietas, oquedades y otros defectos (ver figura 10.1).

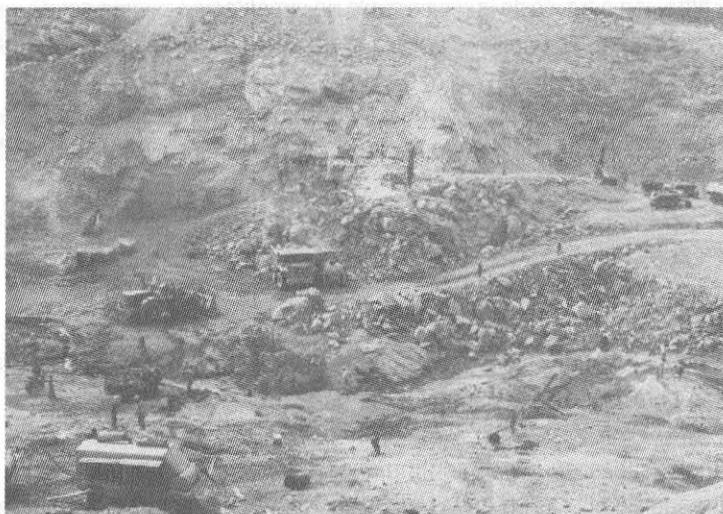


Figura 10.1 Limpia superficial de la roca de cimentación.

Esto se logra por medio de la aplicación de agua y aire a presión. El trabajo se realiza, por lo general, en la zona de desplante del núcleo y filtros de las presas de materiales graduados y en toda el área en el caso de las presas de concreto.

La limpia gruesa se efectúa desde el inicio de la obra, mientras que los trabajos de detalle y la limpieza final, inclusive las inyecciones, se realizan conforme avanza la colocación de los materiales de la cortina.

### 10.2.2 Excavaciones de la roca alterada

Las excavaciones tienen por objeto retirar la roca alterada, corregir la divergencia de las laderas hacia aguas abajo y el perfil transversal de la roca eliminando desplomes y escalones (figuras 10.2 y 10.3).

La excavación de los empotramientos de la presa para retirar la roca alterada se debe hacer en forma cuidadosa y empleando técnicas de excavación controladas.

La línea de excavación debe ser precortada o poscortada con explosivos, procurando minimizar el daño a la roca. La superficie final sobre la que se desplantará el núcleo de la cortina o el concreto, comúnmente se excava con una pendiente no mayor a 0.5 a 1 (horizontal-vertical). En la parte superior de los empotramientos se procura dejar una pendiente final más suave para evitar que durante el avance de la excavación hacia las zonas inferiores se produzcan aperturas del terreno.



Figura 10.2 Excavación profunda en la margen izquierda de la presa El Caracol, Guerrero.

Se deben evitar, en lo posible, los cambios abruptos en la pendiente de la superficie de desplante; por ejemplo, bermas horizontales, con el objeto de minimizar el riesgo de fracturamiento transversal del núcleo de la presa producido por asentamiento diferencial.

Todos los trabajos de excavación con explosivos deben ser realizados antes de dar comienzo a los tratamientos mediante inyecciones; sin embargo, cuando esto no se puede evitar por aspectos de programa de ejecución, es necesario llevar un riguroso control de las voladuras limitando la cantidad de explosivo en cada detonación.

El peligro de deslizamiento del material que cubre los estribos, alterado o roca, durante la excavación de la ladera, deben considerarse cuidadosamente durante la planeación y en el trazo de la presa. Los deslizamientos que han ocurrido en numerosos proyectos, particularmente durante la excavación de los estribos, resultan en una inevitable pérdida de tiempo e incremento de costos.

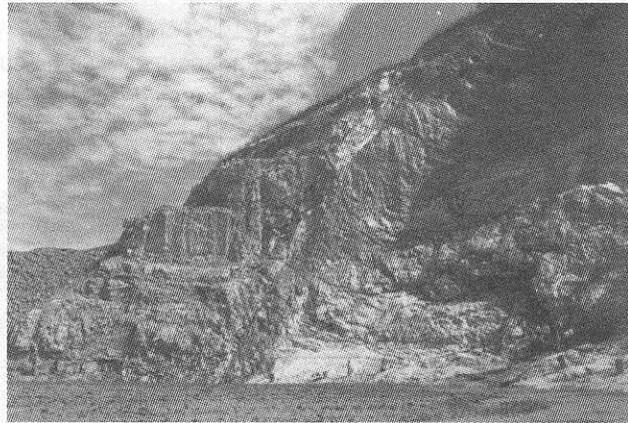


Figura 10.3 Excavación para retirar roca alterada a lo largo de una falla y un dique ígneo. En la zona del núcleo el material se substituyó con concreto.

Es por ello que para evaluar y planear la excavación del desplante de la cortina, así como del control de las filtraciones que siempre se tienen, deben considerarse las discontinuidades y estructuras geológicas, tales como fallas, fracturas, cuerpos intrusivos y la relajación de diaclasas, las cuales pueden ser muy extensas.

La relajación de las juntas puede ocurrir en forma natural o durante la excavación (figura 10.4). Este fenómeno ocurre principalmente en boquillas profundas con paredes casi verticales, especialmente cuando las rocas son frágiles o donde rocas con alto módulo de deformabilidad sobreyacen a rocas de módulo más bajo. Cuando las discontinuidades son casi paralelas a las paredes de la boquilla, se pueden originar deslizamientos o falla de bloques por volteo durante la construcción y, a menos que sean ancladas, selladas y drenadas, es un riesgo para la estructura completa.

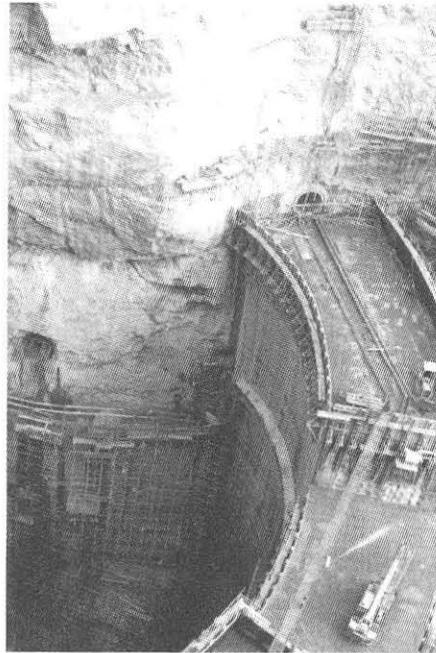


Figura 10.4 Tratamiento de lajas de roca verticales aguas abajo del empotramiento mediante un muro de concreto anclado, presa Zimapán, Hidalgo.

### 10.3 Tratamiento dental

Se llama tratamiento dental a todas aquellas actividades cuyo objetivo es preparar el terreno de cimentación para recibir los materiales que conformarán el cuerpo de la presa, ya sea concreto, mampostería o arcilla. Las actividades son principalmente la limpieza detallada de los defectos del macizo rocoso (figura 10.5).

En fallas pequeñas que tienen materiales de relleno desde unos centímetros hasta 30 o 40 cm de ancho, se acostumbra remover este material y reemplazarlo con mortero o concreto. La profundidad de la excavación no debe ser menor que tres veces el ancho de la falla en su punto de más amplitud. Si la falla se extiende a través del núcleo de la presa debe sellarse con mortero aguas arriba y también aguas bajo del núcleo;

además, aguas abajo después del núcleo, el material alterado se debe retirar hasta que quede expuesta la roca inalterada y firme. Sobre ésta se debe poner un filtro de grava arena para coleccionar y descargar las filtraciones que pasen a través del material de falla.

El sello de mortero o concreto aguas arriba y el drenaje aguas abajo se debe extender lo suficiente para prevenir socavaciones del material de falla.

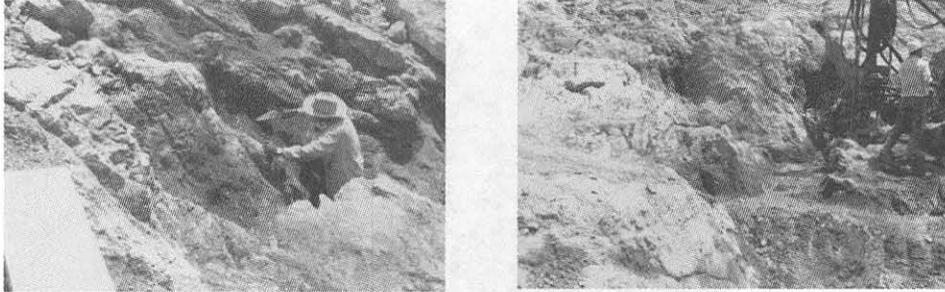


Figura 10.5 Tratamiento dental de zonas fracturadas, retirando a mano los rellenos, sustituyéndolos con mortero o concreto.

Las juntas finas, como planos de estratificación de lutitas y limolitas, se tratan con enlucidos de mortero o aplicación de lechada de cemento. En ocasiones es necesario que las discontinuidades que se rellenan con mortero se inyecten directamente para garantizar el sellado. Para ello se dejan tubos a cada cierta distancia a lo largo de la falla y después del sellado superficial son inyectadas aplicando presiones bajas de 0.1 a 0.2 Megapascales

Las estructuras geológicas mayores como fallas y diques ígneos alterados, cuyo espesor sea de más de 1 m, el tratamiento dental se realiza en forma similar, sin embargo, el relleno se realiza con concreto ligado al terreno por medio de anclajes, lo que permitirá realizar la inyección de la estructura con mayor presión (figura 10.6).

## 10.4 Tratamiento de cimentaciones mediante pantallas

Se describen los distintos tipos de pantalla que se construyen para interceptar y/o reducir el flujo de filtración a través de la cimentación y empotramientos de una presa.

**Tablestacados.** El tipo más usual es el construido con tablestacas de acero. Se emplean cuando el terreno de cimentación está formado por materiales que no contienen boleos

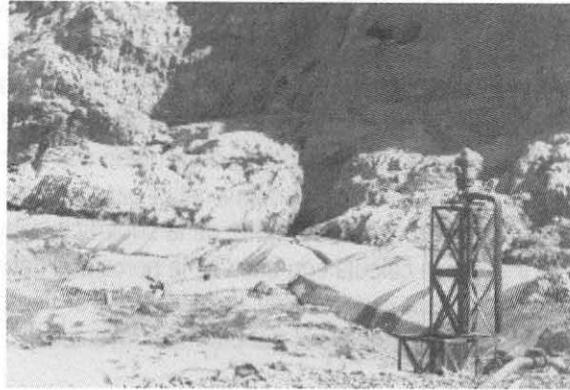


Figura 10.6 Tapones de concreto anclado en fallas rellenas de arcilla. Posteriormente, se inyecta la estructura geológica y el contacto con la roca.

de gran tamaño (figura 10.7). Los tablestacados en general se emplean más en obras temporales que en las de carácter definitivo o de gran altura, debido a la baja efectividad observada en ellas.

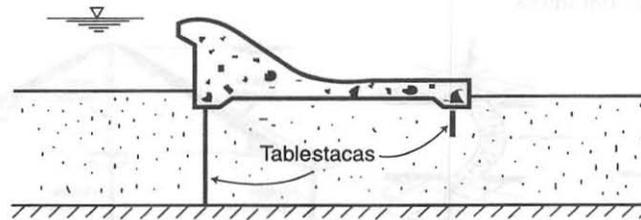


Figura 10.7 Disposición de una tablestaca en aluviones.

**Dentellones.** Pueden formarse mediante inyecciones de productos impermeabilizantes, colando *in situ* paneles o pilotes secantes de concreto, o bien, colocando bajo agua en la trinchera excavada, previamente, una mezcla apropiada de suelo.

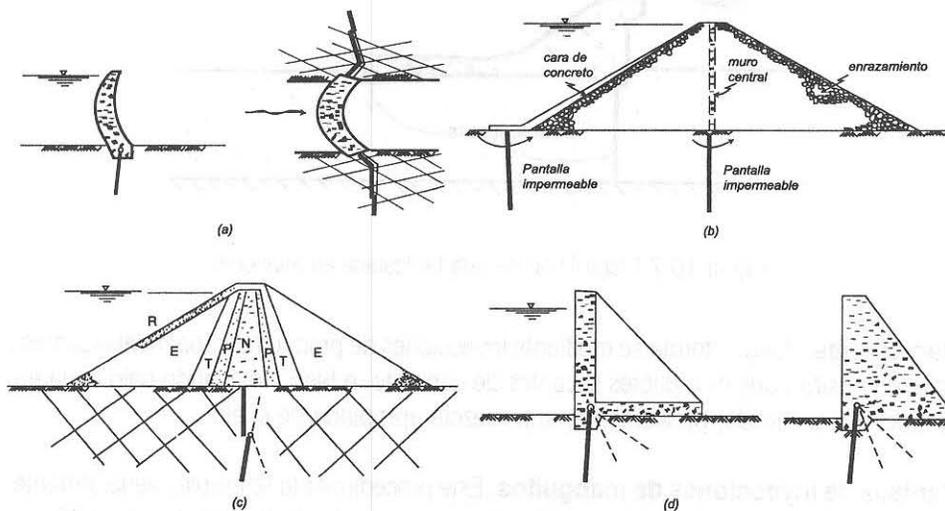
**Pantalla de inyecciones de manguitos.** Este procedimiento se emplea generalmente en la impermeabilización de depósitos de aluvión hasta profundidades de 100 m; también se ha aplicado en zonas donde existen derrumbes de laderas y en ciertas formaciones de origen volcánico.

Para formar la pantalla se requiere barrenos dispuestos en varias filas, con separaciones que pueden tener 2 o 3 m. En los barrenos se colocan camisas o tubos perforados llamados de manguitos, los cuales fueron desarrollados por la empresa Soletanche (Cambefort, 1964), que permiten realizar la inyección a diferentes profundidades sin importar el orden de ejecución y de acuerdo con las condiciones del terreno. Las presiones aplicadas son relativamente altas para provocar grietas en la formación y facilitar su tratamiento por el aumento de la superficie expuesta.

La cantidad que se inyecta se calcula con base en la porosidad del material a cada elevación y la distancia que tiene que recorrer la mezcla en el tiempo de fraguado inicial, el cual depende de las características del producto inyectado.

**Pantalla de inyecciones en roca.** En rocas fracturadas permeables se realizan pantallas de inyecciones con mezclas de cemento. La pantalla se construye perforando barrenos dispuestos en una o más líneas de inyección.

La separación y profundidad de las perforaciones depende de la permeabilidad del terreno; la primera se modula con base en el consumo de mezcla inyectada entre una etapa y otra. La disposición de la pantalla en la roca de cimentación depende del tipo de presa y de las características geológicas del sitio. En la figura 10.8 se presentan varios arreglos de pantallas.

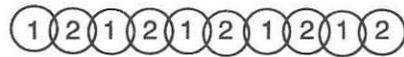


Figuras 10.8 Ubicación de pantallas de impermeabilización: a) presa de arco, b) presa de enrocamiento con cara de concreto, c) presa de materiales graduados, d) presa de contrafuertes y gravedad.

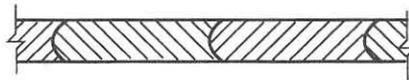
**Pantalla de pilotes secantes.** Se construye excavando agujeros de 60 cm de diámetro y las paredes se estabilizan usando lodo bentonítico (fig. 10.9). El colado se realiza del fondo hacia arriba por medio de tubo Tremi o manguera, según sea la profundidad.

Los agujeros se inician con ayuda de una guía en la superficie, la cuchara trabaja por percusión y, en ocasiones, se emplea un trépano para romper boleos grandes. Una variante del sistema anterior es la de los paneles de concreto de 2 a 5 m de longitud y de 60 a 90 cm de ancho, con juntas entre paneles inyectadas (figuras 10.10 y 10.11).

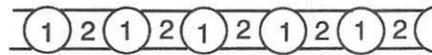
Se usa un tubo de acero para formar una buena superficie de liga entre los paneles y facilitar la excavación del terreno en los extremos; la extracción del material se realiza con cuchara de almeja y las paredes se estabilizan con lodo bentonítico.



Pilotes secantes



Paneles de concreto



Paneles - pilotes

Figura 10.9 Geometría y secuencia de excavación de pilotes y muros secantes.

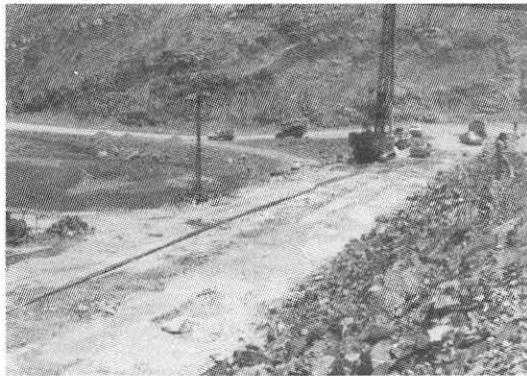


Figura 10.10 Equipo para construcción de muros plásticos secantes. Perforadora con guía.

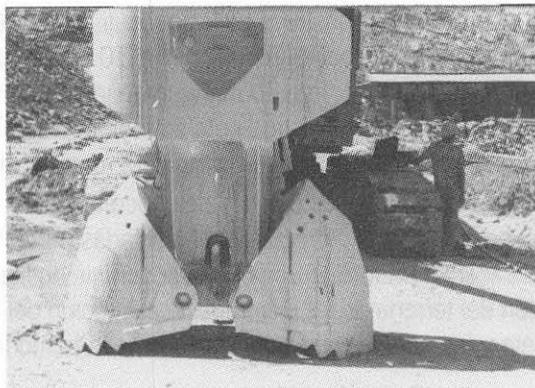


Figura 10.11 Equipo para construcción de muros plásticos. Almeja empleada en la excavación de aluviones.

Cuando el espesor del depósito de aluvión es menor de 25 m, a veces es posible construir trincheras de lodo. El espesor de esta pantalla varía de 1 a 3 m y la excavación se efectúa con draga mecánica. La estabilidad de las paredes de la trinchera se hace con lodo bentonítico. El relleno está formado por una mezcla bien graduada de grava, arena y arcilla o bentonita que se coloca con draga mecánica desplazando el lodo.

**Muros de concreto sólidos o celulares.** Se han construido en excavaciones además hasta de 40 m de profundidad, excepto por razones de costo y de programa, esta actividad es aplicable siempre que resulten manejables las filtraciones hacia la trinchera durante la excavación.

**Trincheras de material compactado.** En general, se requiere una excavación de grandes proporciones en la que el bombeo de las filtraciones y la estabilización de los taludes interiores son los factores determinantes del costo (figura 10.12).

Tiene la ventaja de que la construcción se realiza con equipo convencional; la roca basal se inspecciona visualmente y es susceptible de tratamiento con inyecciones, colados parciales de cemento y otro tipo de tratamiento. El material de relleno y su colocación se realizan cumpliendo con especificaciones semejantes a las de un corazón impermeable.

**Delantales impermeables.** En cimentaciones o empotramientos téreos de gran profundidad pero de permeabilidad relativamente baja, se emplean en forma confiable

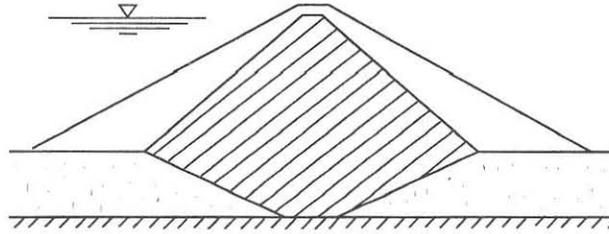


Figura 10.12 Trinchera rellena con material compactado.

el delantal de arcilla construido sobre terreno natural como prolongación del corazón impermeable hacia aguas arriba, previa limpia de materia vegetal y de nivelación del terreno (figura 10.13).

La longitud del delantal depende de la carga en el embalse y de la permeabilidad de la cimentación. Los delantales impermeables son considerados como pantallas parciales ya que no logran cubrir la totalidad del manto permeable bajo la presa. La efectividad hidráulica de una pantalla se define como la relación entre la pérdida de carga a través de la pantalla y la carga total de la presa.

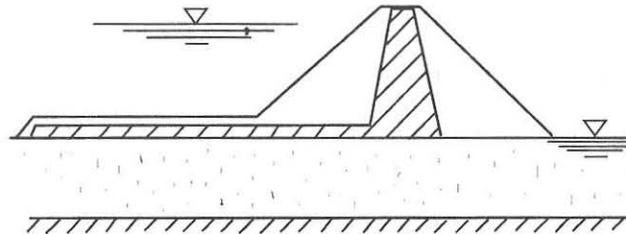


Figura 10.13 Delantal impermeable.

## 10.5 Inyecciones de impermeabilización y consolidación en roca

### 10.5.1 Objetivo de las inyecciones

La inyección es el proceso por medio del cual se introduce un fluido a presión en el terreno con el objeto de sustituir el aire o el agua en las fisuras, grietas y oquedades con

un producto, el cual reducirá el flujo de agua (impermeabilización) y, en algunos casos, incrementará la resistencia y el módulo de deformabilidad del medio en forma significativa.

En las inyecciones en roca generalmente se requiere sólo el relleno de las cavidades de disolución y oquedades que están asociadas a planos de fracturas y fallas. Estos representan los principales conductos por los cuales el agua fluye a través del macizo rocoso y, por lo tanto, requieren ser sellados. En contraste la permeabilidad atribuible a la porosidad de una roca es insignificante y no necesita ser inyectada. Sin embargo, en algunas rocas muy porosas, como las areniscas no cementadas, se puede aplicar este tratamiento con el objeto de reducir el alto costo de bombeo.

Los materiales granulares sueltos tienen mucho más alta permeabilidad que las rocas de tamaño de grano similar y las inyecciones sirven para llenar los espacios porosos.

Los tratamientos mediante inyecciones pueden ser de tres tipos:

- Pantallas impermeables.
- Tapetes de consolidación, para mejorar las propiedades de deformabilidad.
- Relleno de grandes oquedades y cavidades.

### 10.5.2 Pantalla de impermeabilización

Tiene por objeto reducir las filtraciones a través de las discontinuidades del macizo rocoso. Está formada por la inyección de una serie de perforaciones dispuestas en una o más líneas paralelas. La pantalla se extiende bajo el cuerpo de la cortina desde el fondo del cauce hasta la parte alta en las laderas (figura 10.14).

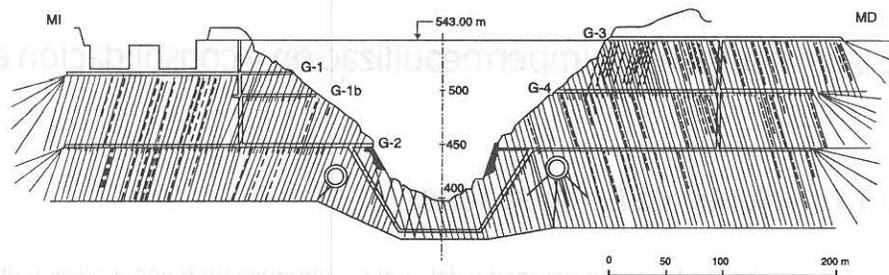


Figura 10.14 Pantalla impermeable de la presa La Angostura, Chiapas.

**Número de líneas:** El número de líneas que forma la pantalla de impermeabilización depende de las condiciones de fracturamiento y permeabilidad del terreno. Cuando es difícil aplicar altas presiones para realizar la inyección por que el terreno es débil, se proyectan dos o más líneas paralelas.

**Profundidad:** La profundidad de la pantalla depende generalmente de las condiciones geológicas del terreno y de la carga de agua.

Se acepta que la profundidad de la pantalla sea del orden de la mitad de la carga hidráulica a menos que existan condiciones geológicas muy desfavorables que involucren zonas más profundas con alta permeabilidad. Para definir esta característica resultan imprescindibles las perforaciones exploratorias con ensayos de permeabilidad.

Cuando existen dudas acerca de la permeabilidad del terreno a profundidad, se proyectan las pantallas de tal forma que las primeras perforaciones sean más profundas que las siguientes, con separación de 12 o 24 m entre ellas y sirvan como barrenos exploratorios. En ellas se efectúan pruebas de permeabilidad antes de ser inyectadas y, en caso necesario, los barrenos subsecuentes se profundizan hasta las zonas de alta permeabilidad.

**Inclinación del plano de pantalla.** El plano hipotético que forma el conjunto de las perforaciones de inyección se denomina plano de pantalla. Dentro de este plano las perforaciones pueden mantener una inclinación distinta a la del propio plano.

La inclinación del plano de pantalla generalmente varía desde la vertical hasta  $5^\circ$  o  $10^\circ$  respecto a ésta hacia aguas arriba. El objetivo de esta inclinación es de que la resultante del empuje hidrostático sobre la pantalla tenga una dirección hacia el macizo rocoso.

**Inclinación y dirección de las perforaciones.** Estas características de la pantalla dependen de la densidad, rumbo y echado de las discontinuidades.

La dirección de las perforaciones se proyecta de tal forma que éstas crucen el mayor número de discontinuidades y en la forma más apropiada para que el producto inyectado penetre con facilidad. El ideal sería que las perforaciones atravesaran los planos en forma normal, lo cual es poco factible de lograr en todos los casos, pero ángulos hasta de  $60^\circ$  entre el plano inyectado y el barreno, son aceptables.

**Separación de barrenos.** La separación entre las perforaciones también depende de las condiciones geológicas del terreno. En macizos rocosos muy fracturados la separación entre los barrenos se reduce, ya que no es posible aplicar presiones de inyección elevadas.

Valores típicos son de 2.5 a 3 m de separación final entre barrenos en terrenos con fracturamiento regular.

Durante la construcción, el consumo de la mezcla inyectada al terreno en cada etapa permite establecer la densidad de barrenos y la separación final entre ellos que garantice el sellado de las fracturas (figura 10.15).

**Etapas de inyección.** La perforación e inyección de los barrenos se realiza por etapas, para lograr un cierre progresivo de las fracturas.

En la primera etapa la separación es de 10 a 12 m. Los barrenos se inyectan en toda su longitud en tramos de 5 m. En la segunda etapa, se perforan e inyectan barrenos situados al centro de los de primera etapa, a 5 o 6 m de separación. La tercera etapa de barrenos se realiza colocándolos al centro de los de segunda etapa, a 2.5 o 3 metros.

Por lo general, esta etapa es la última que se realiza en forma sistemática, a partir de aquí, se perforan e inyectan barrenos adicionales en aquellas zonas donde los consumos de mezcla fueron altos en la tercera etapa.

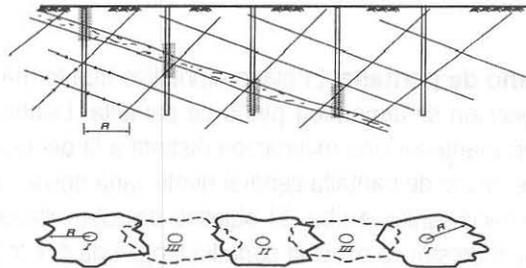


Figura 10.15 Secuencia de perforación e inyección de barrenos de pantalla.

### 10.5.3 Tapete de consolidación

Tiene por objeto formar un paquete de roca bajo la cortina con mejores propiedades mecánicas para reducir las deformaciones de la cimentación, a la vez que la impermeabiliza.

Cuando la roca es masiva y ocasionalmente presenta fracturas importantes, el tratamiento superficial se limita sólo al inyectado de éstas. Cada una se intercepta con barrenos perforados a ambos lados de la grieta y se inyectan. Cuando la roca presenta fracturamiento regular en toda el área, se proyecta un tapete de consolidación sistemático

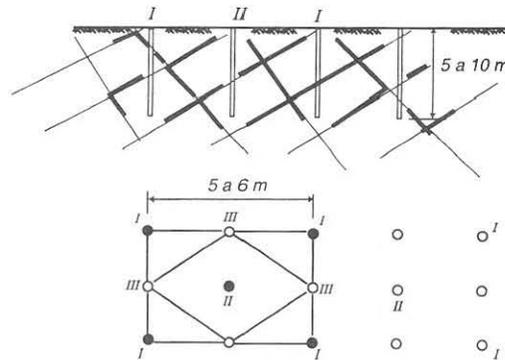


Figura 10.16 Etapas de inyección de un tapete de consolidación.

formado por perforaciones de verticales o inclinadas, 5 a 10 m de profundidad y dispuestas en retícula cuadrangular o en tresbolillo (figura 10.16).

**Profundidad:** La profundidad del tapete de consolidación depende de las condiciones geológicas del terreno. Por lo general este tratamiento se reduce a 5 m en terrenos poco fracturados y a 10 m donde el fracturamiento y la alteración de la roca son más notables.

**Inclinación y dirección de las perforaciones.** Estas características del tratamiento dependen de la densidad, rumbo y echado de las discontinuidades. De la misma forma que en el caso de la pantalla, la dirección de las perforaciones se proyecta de tal forma que éstas crucen el mayor número de discontinuidades.

**Separación de barrenos.** La separación entre las perforaciones también depende de las condiciones geológicas del terreno. En macizos rocosos muy fracturados la separación entre los barrenos se reduce a 2 o 3 m, ya que no es posible aplicar presiones de inyección elevadas, mientras que en terrenos menos fracturados la separación final puede ser de 5 a 6 metros.

#### 10.5.4 Inyecciones de relleno

Cuando en el macizo rocoso existen grandes cavidades producidas por disolución o cavernas en rocas ígneas extrusivas, su relleno es indispensable si se quiere construir sobre ellas una estructura hidráulica.

Generalmente después de rellenadas, se realizan inyecciones adicionales para impermeabilizar los contactos y límites de la cavidad. Los rellenos se pueden realizar introduciendo granulares y cementándolos posteriormente con la inyección de lechada, o bien, introduciendo ambos en una sola mezcla. Se usa también concreto pobre fluido, y en otros casos especiales, cuando existe flujo de agua importante en la cavidad, asfalto caliente o productos químicos que se expanden al contacto con el agua.

No existe una metodología específica para realizar el relleno de una cavidad, sino que depende de las características de ésta, tal como tamaño, profundidad y condiciones de flujo de agua en el subsuelo (figura 10.17).

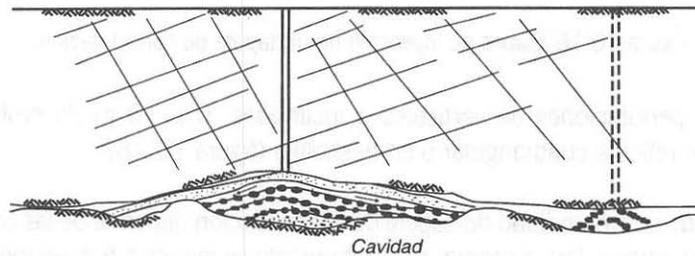


Figura 10.17 Inyección de relleno de oquedades de grandes.

### 10.5.5 Procedimiento de inyección

La inyección de un barreno se puede realizar siguiendo el método de progresiones ascendentes o descendentes (figura 10.18).

El primer método se aplica cuando el terreno donde se ha realizado la perforación tan está muy fracturado que provoca que las paredes de la perforación no sean estables. Se perfora una progresión de 5 m de longitud, se inyecta y se vuelve a perforar el siguiente tramo inferior, avanzando en esta forma hasta que se encuentra roca más estable.

El segundo método se aplica cuando la perforación es estable y permite ser perforado a toda su longitud, entonces la inyección se realiza a partir del fondo hacia arriba, avanzando en tramos de 5 m de longitud.

Durante la inyección de cada progresión se lleva un registro de la presión y consumo de la mezcla; también se elaboran gráficas de control que permiten conocer el comportamiento del terreno y decidir los cambios necesarios en la presión, con el objeto de evitar el hidrofracturamiento del terreno y lograr el correcto inyectado del tramo.

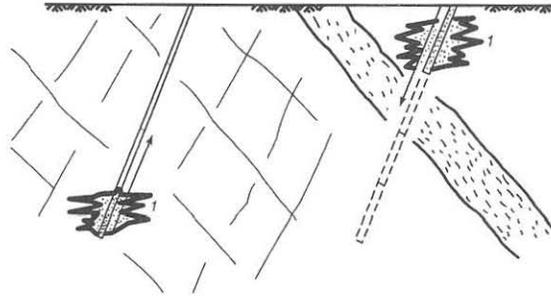


Figura 10.18 Métodos de inyección ascendente y descendente.

El método de inyección convencional consiste en fijar una presión máxima de inyección o de rechazo, empleando varias mezclas que se cambian conforme el consumo de mezcla en la progresión se incrementa.

Se inicia con una lechada delgada, la cual se hace cada vez más gruesa si el consumo es alto. El volumen a partir del cual se realiza el cambio de mezcla se fija previamente. Cuando se alcanza la presión de rechazo se mantiene el tiempo necesario hasta que el consumo de mezcla sea muy bajo, si esto no ocurre durante la inyección de una mezcla delgada, se procede a cambiar a una más espesa.

Este método tiene la desventaja de que con frecuencia se hidrofractura el terreno porque no siempre éste resiste la presión prefijada; además, se emplean varias mezclas con diferentes proporcionamientos que deben prepararse al instante de estar realizando la inyección.

El método de presión y volumen constante permite no sólo reducir, sino evitar totalmente el problema de hidrofracturamiento. El método consiste en fijar una presión máxima, que no es requisito alcanzar en todos los casos, y un volumen de inyección máximo.

Mediante gráficas de control presión-volumen, gasto-tiempo y presión-tiempo (figura 10.19) se lleva un registro del proceso. La inyección se suspende cuando se alcanza un valor prefijado de presión-volumen constante o cuando se alcanza la presión máxima preestablecida en ambos casos; el consumo de mezcla debe ser bajo o nulo. También se suspende la inyección cuando se alcanza un volumen máximo; en este caso, se suspende temporalmente la inyección para reiniciarla posteriormente.

Se emplea una sola mezcla de inyección que se diseña para que cumpla varias características de tipo reológico.

Antes de aplicar la inyección es conveniente asegurar que el terreno tiene suficiente humedad para evitar la absorción del agua de la mezcla inyectada, ya que esto provocaría

deficiencias en el tratamiento del terreno por cambios importantes en las características reológicas de la mezcla. La saturación siempre se lleva a cabo en el terreno que se encuentra arriba del nivel freático.

La saturación se hace a través del propio barreno antes de ser inyectado con mezcla y en tramos de longitud variable. Por lo general, se inicia con el tramo más profundo, para continuar en tramos ascendentes hasta llegar a la superficie.

El agua que se emplea para saturar el terreno debe ser limpia, libre de sólidos y grasas y se inyecta a una presión de 2 a 10 kg/cm<sup>2</sup> durante una hora, o bien, en caso de que no se levante presión, se inyecta un volumen predeterminado. Inmediatamente después de la saturación se procede a inyectar la mezcla.

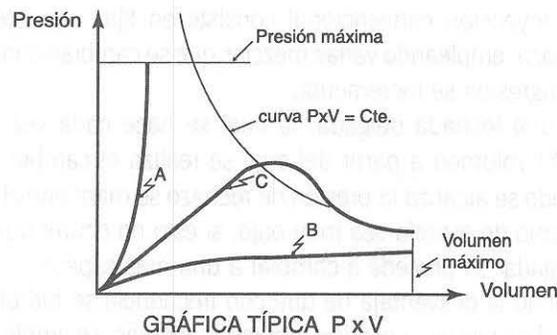


Figura 10.19 Gráfica de control empleada en el procedimiento de presión-volumen constante.

## 10.5.6 Productos empleados en la inyección

**Clasificación de mezclas.** Los productos empleados en la inyección se pueden dividir en dos clases:

Mezclas fabricadas con cemento:

- Lechada: formada por agua, cemento y bentonita, o puede tener algún aditivo químico para fluidizarla y mejorar su resistencia.
- Mortero: formado por agua, cemento, arena y puede, o no, tener algún aditivo químico para fluidizarlo y mejorar su resistencia.
- Concreto: formado por agua, cemento, arena, grava y puede, o no, tener algún aditivo químico para fluidizarlo y mejorar su resistencia.

Productos químicos:

- Silicatos.
- Polímeros.
- Resinas.
- Asfalto caliente.

La selección del producto depende del tamaño de las fisuras que se requiere inyectar. En la figura 10.20 se presenta un criterio de tipo granulométrico.

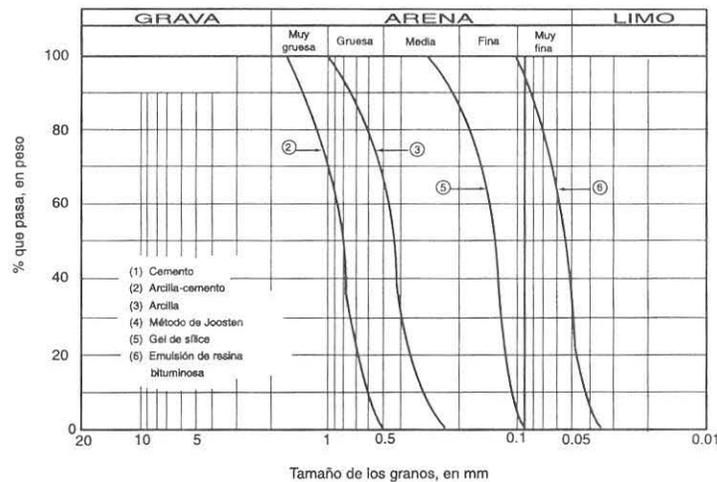


Figura 10.20 Materiales empleados en la inyección de acuerdo con el tamaño de partículas en suelos (Marsal y Reséndiz, 1975).

Las mezclas de inyección fabricadas con cemento pueden ser de dos tipos: mezclas estables e inestables.

- Mezclas estables. Son aquéllas en que los granos de cemento se mantiene en suspensión por un periodo de tiempo prolongado. Se mide la estabilidad por la cantidad de agua libre que se acumula en la superficie de la mezcla para un determinado tiempo. Cuando el porcentaje de agua libre es igual o menor a 3 % en dos horas, se dice que la mezcla es estable.
- Mezclas inestables. Son aquéllas en que los granos de cemento no se mantiene en suspensión por un periodo de tiempo prolongado. Su estabilidad se mide por la

cantidad de agua libre que se acumula en la superficie de la mezcla para un determinado tiempo. Cuando el porcentaje de agua libre es mayor a 3 % en dos horas, se dice que la mezcla es inestable.

**Propiedades.** Las propiedades que deben cumplir las mezclas estables son:

- Viscosidad al cono Marsh entre 29 y 31 segundos (constante durante una hora).
- Decantación (sedimentación) < 3 % en dos horas.
- Cohesión (con placa) < 0.03 g/cm<sup>2</sup>.
- Coeficiente de filtración con 200 cc < 15 ml.
- Resistencia a la compresión simple, a la edad de 28 días >  $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ .

Cada una de las propiedades especificadas para la mezcla deberá verificarse bajo los métodos de ensaye específicos, los cuales se enlistan en el cuadro 10.1.

Cuadro 10.1 Métodos de ensaye para determinar las propiedades de las mezclas de inyección.

Propiedad	Método de ensaye
Viscosidad al cono Marsh	Se define como el tiempo, en segundos, que tardan en salir 946 ml de lodo de un embudo de dimensiones estándar (denominado cono Marsh) cuando se pusieron en el embudo 1,500 ml de lodo.
Decantación (Sedimentación)	Consiste en colocar 300 ml de lechada en probeta de 500 ml de capacidad y medir durante 2 horas la cantidad de agua libre en la superficie, con la cual se obtiene el porcentaje de sedimentación, debiendo ser este menor o igual a 3 %.
Cohesión	Se obtiene por medio de una placa de acero inoxidable cuadrada de 10x10 cm y espesor de 0.4 mm rayada en ambas caras (el rayado se recomienda en cuadrícula a cada 0.5 cm). Con dicha placa hay que proceder de la siguiente manera: pesar la placa; después de introducirla en la lechada hasta impregnarla, se retira la lechada, se deja escurrir y se pesa nuevamente. Se obtiene la diferencia de los pesos registrados y se divide entre el área de la placa obteniéndose así la cohesión en gr/cm <sup>2</sup> . El valor de la cohesión deberá ser menor o igual a 0.03 % gr/cm <sup>2</sup> .
Coeficiente de filtración y cake	Se obtiene a partir de la prueba de filtrado, que consiste en determinar la cantidad de líquido que se extrae de una muestra de lodo de

Cuadro 10.1 Métodos de ensaye para determinar las propiedades de las mezclas de inyección (Continuación)

Propiedad	Método de ensaye
	200 cm <sup>3</sup> por medio de un filtro-prensa de área filtrante especificada y a una presión de 7 kg/cm <sup>2</sup> durante un intervalo de 30 minutos.
Coefficiente de filtración y <i>cake</i>	El coeficiente de filtración se obtiene utilizando la fórmula: $\text{Coeficiente de filtración} = (\text{Volumen de agua filtrada} \times \text{tiempo})^{0.5} / \text{Volumen total inicial}$ El espesor de los sólidos que quedan retenidos en un papel filtro especial para la prueba de filtrado, se denomina <i>cake</i> de lodo y se reporta en mm. El valor de <i>cake</i> debe ser menor o igual a 15 mm.
Resistencia a la compresión simple	Consiste en aplicar un esfuerzo normal a una probeta no confinada con una velocidad de 10 kg/cm <sup>2</sup> /min. La probeta debe ser cilíndrica con una relación de altura-diámetro (relación de esbeltez) de 2.0. Las probetas se deben ensayar a 7 y 28 días de que hayan sido elaboradas, debiendo tener a 28 días una resistencia mínima de 100 kg/cm <sup>2</sup> .

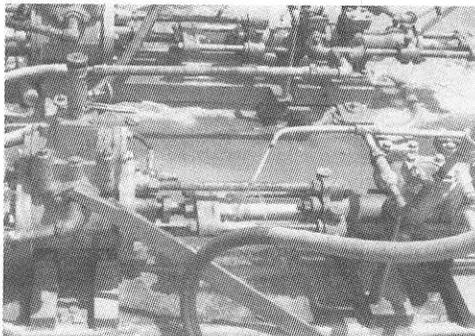
**Material y equipo.** Los materiales y sus características para elaborar una mezcla se presentan en el cuadro 10.2. El equipo que se emplea para la fabricación y la posterior elaboración de las mezclas estables se presenta en el cuadro 10.3, figuras 10.21 a 10.23.

Cuadro 10.2 Materiales para elaborar mezclas estables.

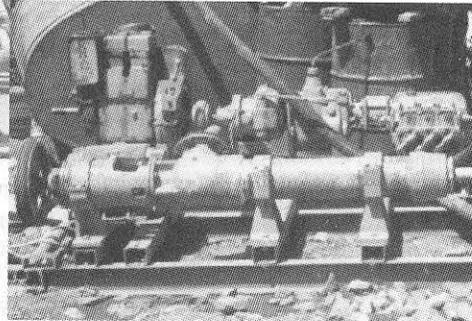
Material	Característica
Agua	Deberá ser limpia y fresca con bajo contenido de sales y sólidos disueltos y libre de materia orgánica.
Cemento	Tipo puzolánico con superficie específica Blaine de 4200 a 5100 cm <sup>2</sup> /g como mínimo, de buena calidad, no hidratado, para lo cual se deberá almacenar bajo techo y colocado en tarimas de madera, en cantidad suficiente para que los trabajos de inyección no se suspendan. El lote ó lotes de cemento a utilizar deberán estar verificados que cumplan con la superficie específica establecida.
Aditivos	Superfluidizante y estabilizador, producto sintético libre de cloruros, que produzca a la mezcla de inyección una consistencia superfluida y alta trabajabilidad y con alto poder disipante.

Cuadro 10.3 Equipos para elaborar mezclas estables.

Equipo	Descripción
Turbomezclador de altas revoluciones.	1,250 rpm mínimo.
Mezclador de bajas revoluciones.	60 a 80 rpm, se emplea para mantener en agitación la lechada durante la inyección, se adapta para poder medir volúmenes de lechada inyectada en el terreno.
Bombas de tornillo sinfín o de doble pistón.	Accionadas por medio de un gato hidráulico o neumático con capacidad de inyección de lechada variable de 0 a 60 l/min y presión ajustable de 0 a 30 o 40 kg/cm <sup>2</sup> . El equipo para inyectar la mezcla, debe ser capaz de bombearla con capacidad suficiente para los consumos máximos y sin interrupción.
Obturadores mecánicos, neumáticos o hidráulicos.	Para barrenos, del diámetro adecuado para obturar la perforación y de la longitud y resistencia suficientes para las presiones de inyección especificadas.
Manómetros registradores de paso integral.	Con carátula de 6" de diámetro con glicerina, con capacidad para medir un tercio más de cada una de las presiones de inyección máxima especificadas.



a) tipo pistón



b) de tornillo sinfín.

Figura 10.21 Bombas de inyección

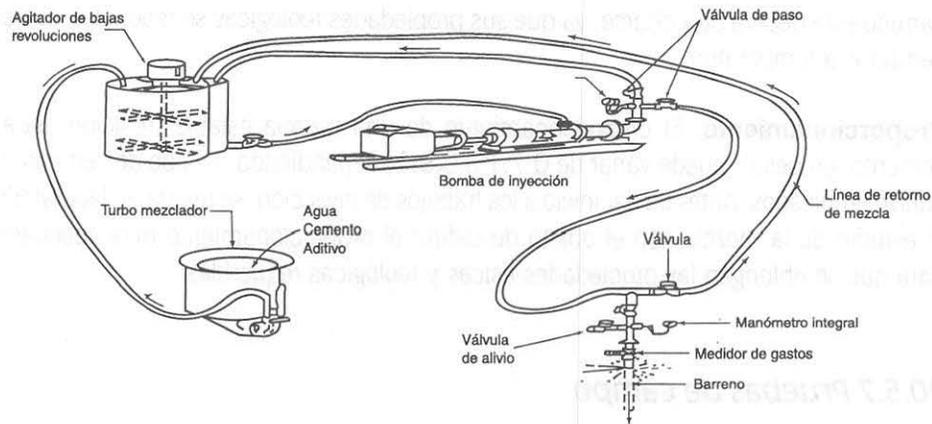


Figura 10.22 Arreglo del equipo de inyección.

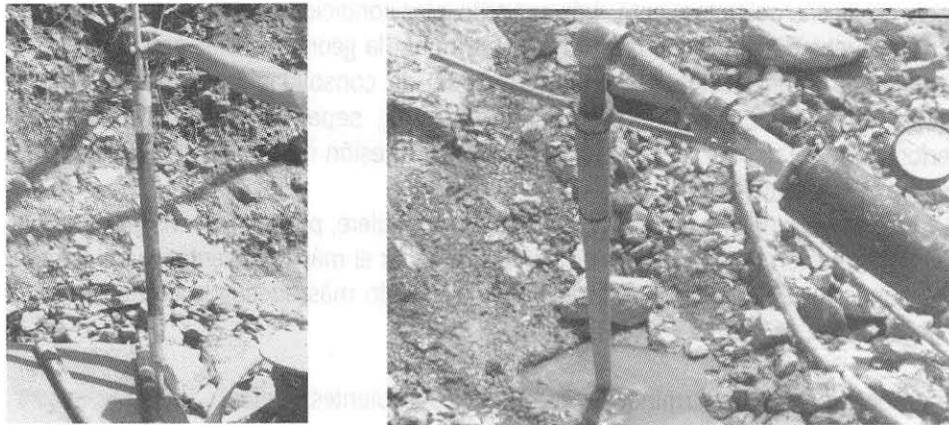


Figura 10.23 Obturador neumático y manómetro con paso integral.

**Fabricación de mezclas.** Las mezclas se preparan en el turbomezclador de altas revoluciones, colocando los materiales en el orden siguiente: agua, cemento y aditivos. Una vez adicionado el último componente, se mezcla durante 2 a 3 minutos. Posteriormente la mezcla se traslada al agitador de bajas revoluciones donde se mantiene hasta ser inyectada en el terreno.

El tiempo útil de una mezcla se establece con base en ensayos de laboratorio o de campo. Por lo general, después de una hora de preparada, si aún no se inyecta al

barreno ésta deberá desecharse, ya que sus propiedades reológicas se modifican con el tiempo y la temperatura.

**Proporcionamiento.** El proporcionamiento de una mezcla estable (relación agua: cemento, en peso), puede variar de 0.7:1 a 0.9:1, dependiendo del tipo de cemento y aditivo empleados. Antes de dar inicio a los trabajos de inyección, se realiza en laboratorio el estudio de la mezcla con el objeto de definir el proporcionamiento más adecuado para que se obtengan las propiedades físicas y reológicas requeridas.

### 10.5.7 Pruebas de campo

En algunas ocasiones es necesario realizar pruebas de inyección *in situ* con el objeto de determinar las características de inyectabilidad de macizo rocoso, las que permitirán hacer un diseño del tratamiento más apegado a las condiciones geológicas del terreno.

La prueba de inyectabilidad permite determinar la geometría más apropiada de la pantalla de impermeabilización y/o del tapete de consolidación, entendiendo por geometría la distribución, dirección, inclinación, separación y longitud de las perforaciones. También, define el procedimiento, presión más conveniente de aplicar la inyección y el tipo de mezcla.

La ejecución de una prueba de inyectabilidad requiere, primero, la revisión y análisis de la información geológica del sitio para seleccionar el más representativo del terreno y, segundo, establecer el procedimiento de ejecución más adecuado con base en el primer punto.

La prueba consiste en términos generales en los siguientes puntos:

- Determinación de la permeabilidad natural.
- Inyección del terreno empleando un cierto arreglo geométrico de perforaciones y una o varias mezclas. Se lleva un registro cuidadoso de las presiones y consumos en cada tramo inyectado.
- Determinación de la permeabilidad residual después de la inyección

Al final se analiza la información obtenida y se ajustan los parámetros geométricos del tratamiento, así como el proporcionamiento de la mezcla de inyección y se define la presión máxima de inyección.

## 10.6 Drenaje

La perforación de barrenos aguas abajo de la pantalla impermeable, con propósito de captar, controlar y reducir la presión del agua, constituye lo que se conoce como pantalla de drenaje.

Las pantallas de drenaje se deben considerar en aquellos sitios de presa donde se anticipa que puede desarrollarse alta presión en el agua conducida a través de fallas, fracturas y planos de estratificación presentes en laderas y cimentación de la cortina.

Las pantallas están constituidas generalmente por una línea de perforaciones (figura 10.24), sin embargo existen situaciones en las que se requieren varias líneas de drenes.

Durante la perforación de los barrenos se aprovecha la información geológica que logran proporcionar, para complementar el conocimiento del sitio.

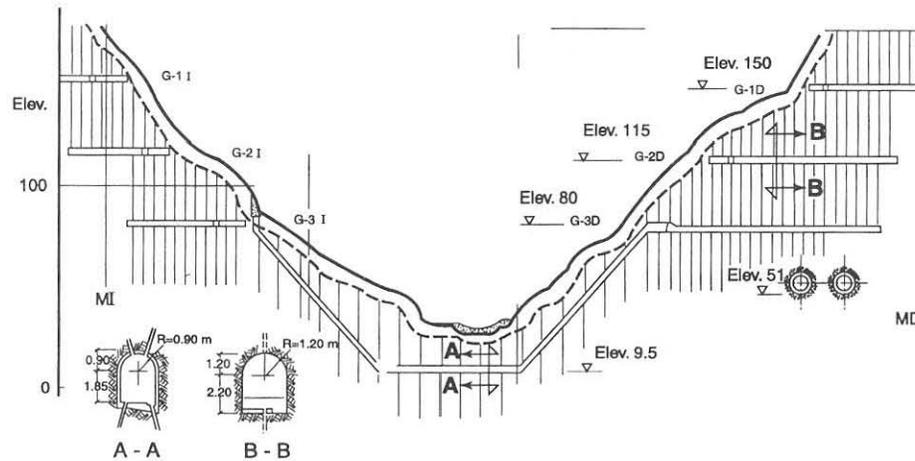


Figura 10.24 Pantalla de drenaje de la presa El Infiernillo, Michoacán.

El diámetro de las perforaciones usualmente varía de 5 a 7.5 cm, suficiente para captar y reducir la presión del agua.

Estas perforaciones se pueden localizar bajo la presa, donde el agua captada por los drenes pueda ser canalizada hacia otro sistema de drenaje interno. También, pueden ser perforadas en el empotramiento y fondo de la cimentación desde aguas abajo de la

presa, o bien, empleando galerías excavadas en las laderas y fondo del cauce, así como en el propio cuerpo de la cortina cuando son de tipo rígido (figura 10.25).

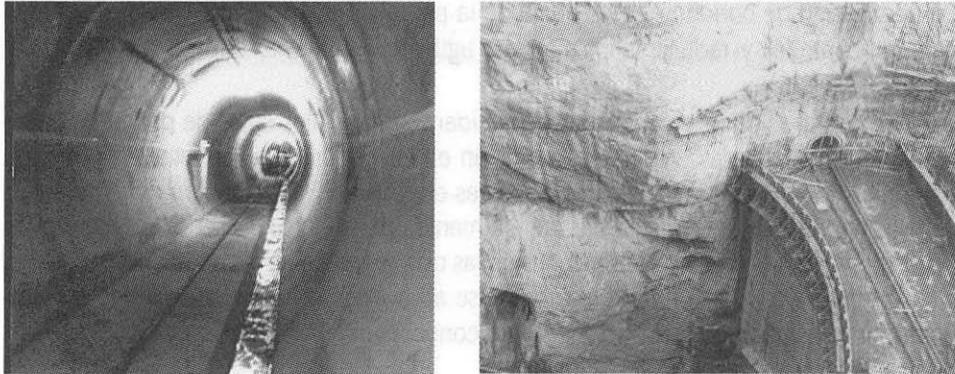


Figura 10.25 a) Galería de drenaje, b) Galerías de inyección y drenaje margen derecha, presa Zimapán, Hidalgo.

Desde el punto de vista de la estabilidad de la estructura es conveniente que la pantalla de drenaje se localice cerca de la pantalla de inyecciones, excepto cuando exista material de la roca que pueda ser erosionado por un alto gradiente hidráulico.

En este caso, los drenes se encamisan con tubo de plástico ranurado a todo lo largo, y el espacio anular entre el tubo y la roca se rellena con material tipo filtro o se recubre el tubo de cada dren con geotextil, que permite pasar el agua pero no el material arrastrado por el agua.

Cuando se requiere una pantalla de drenaje como parte del diseño de una presa, significa que las presiones del agua van a ser de importancia para estabilidad de la estructura. Por ello, la medición de las presiones empleando los drenes como piezómetros puede dar información importante para conocer la efectividad a largo plazo de las pantallas de inyección y drenaje, y estar preparado para realizar inyecciones o la perforación de drenes adicionales.

Por lo general, la separación entre drenes es de 3 a 12 m dependiendo de la permeabilidad y fracturamiento del macizo rocoso. Las perforaciones se disponen en un plano hipotético donde los drenes tienen una dirección e inclinación tal, que crucen las estructuras geológicas más importantes o corten en forma preferente un sistema de fracturamiento.

La presión hidrostática siempre se considera en dirección perpendicular al plano sobre el que actúa. El agua penetra en las fisuras de la roca, poros del concreto y en las

juntas o contactos de construcción. La fuerza resultante vertical que actúa en la cimentación de la cortina se llama subpresión.

Las pantallas de drenaje apropiadamente localizadas y con la suficiente densidad evitan o reducen esta fuerza de subpresión.

Inmediatamente aguas abajo de la presa, la presión hidrostática puede actuar sobre bloques de roca localizados en las laderas en estas zonas, y con el objeto de mantener la estabilidad de los apoyos, se perforan drenes complementarios a la pantalla de drenaje.

El proyecto de una pantalla de drenaje requiere del conocimiento de los sistemas de fracturamiento del macizo rocoso y sus características como son: el relleno, continuidad y dirección.

La longitud y dirección de los drenes depende de estos parámetros. En ocasiones la presencia de fallas o diques obligan a construir pantallas, abanicos e inclusive galerías, desde las que se perforan los drenes.

Siempre se construye la pantalla de drenaje después de terminados todos los tratamientos de inyección de la cimentación. La eficiencia de una pantalla de drenes se puede reducir con el tiempo debido a que las sales que lleva el agua se depositan en las paredes del barreno.

Para evitar la carbonatación de los drenes se colocan tubos en forma de «U» en la descarga de los barrenos para evitar la entrada del aire que propicia la precipitación de las sales. También cuando el problema está en una etapa avanzada, se realiza un rimado de los barrenos, o bien, se perforan nuevos.

## Referencias

Cambefort, E. (1964). *Rock Grouting With Emphasis on Dam Sites*, FK Ewert Springer V.

Marsal, R. J. y Reséndiz, D. (1975) *Presas de tierra y enrocamiento*. México,

# 11 MATERIALES DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

Xiangyue Li Liu

## 11.1 Introducción

Entre las cortinas térrreas se pueden considerar dos grandes tipos: de tierra y de enrocamiento. Los materiales tierra son aquellos cuyos tamaños máximos de partículas de suelo son menores a 2 mm, tales como arcillas, limos y arenas; los materiales enrocamiento contienen partículas mayores a 2 mm, tales como gravas o enrocados. Cuando el 50% del volumen total de una presa está ocupado por materiales tierra, se dice es presa de tierra; en caso contrario, es de enrocamiento (figura 11.1).

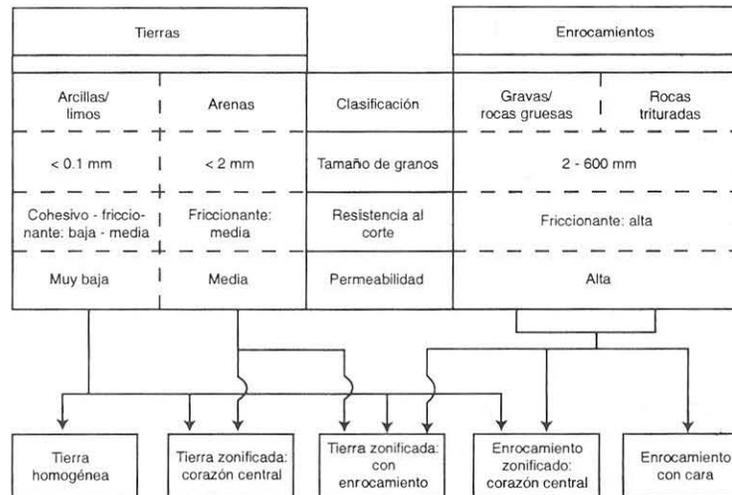


Figura 11.1 Características típicas de cortinas de tierra y enrocamiento (Novac, *et al*, 1996).

Las cortinas de tierra y las de enrocamiento tienen comportamientos distintos. La diferencia más destacada entre ambas es la permeabilidad global de la cortina. La permeabilidad de los materiales tierra es baja, haciendo difícil la disipación de exceso en presión de poro y propiciando problemas de inestabilidad ante el llenado y vaciado rápido, así como aquéllos asociados con la tubificación y licuación. Los materiales

enrocamiento, en cambio, son más permeables y por lo tanto más estables ante cambios del nivel de agua y aplicación de cargas externas; no obstante, son elementos que permiten grandes volúmenes de filtración.

En vista de estas características, a las cortinas de tierra se les deben agregar elementos de filtro y drenaje para una rápida disipación de presión de poro, y a las cortinas de enrocamiento, elementos impermeables tales como cara de concreto o corazón impermeable. Una combinación perfecta de ambos materiales da como resultado una cortina estable, impermeable y sin problemas de tubificación. Dependiendo de la forma de impermeabilización y tipo del cuerpo resistente, las cortinas térreas se catalogan en cinco grupos: sección homogénea, de núcleo, de corazón inclinado, de materiales graduados y con cara de concreto. La sección homogénea es típica de una cortina de tierra; las cortinas de materiales graduados y las de enrocamiento con cara de concreto son características de las cortinas de enrocamiento. En el cuadro 11.1 se presenta una comparación de estas cortinas en cuanto a los siguientes aspectos: talud permisible, altura permisible, rapidez y programa de construcción, dependencia del clima, exceso en presión de poro y asentamiento.

Los materiales térreos colocados en un terraplén desempeñan alguna o algunas funciones específicas, que pueden ser el elemento impermeabilizante, cuerpo resistente o filtro. Es importante conocer cuál de los suelos es el mejor candidato para cumplir cada una de estas funciones. En el cuadro 11.2, se presentan las características mecánicas de los suelos en función de su uso en la construcción de las cortinas térreas, las cuales incluyen permeabilidad, resistencia al corte, compresibilidad, susceptibilidad a tubificación y al agrietamiento. También se hace referencia con respecto al método de compactación en campo. La información contenida en este cuadro es extraída de la referencia Marsal (1974) en el que se agregaron las columnas correspondientes a la resistencia al corte y compresibilidad.

Este capítulo comienza con una introducción breve sobre el diseño de las cortinas de tierra y enrocamiento, describiendo las características básicas de los elementos esenciales de la cortina: corazón impermeable, cuerpo resistente y filtro. Los materiales enrocamiento juegan un papel fundamental en el diseño de las presas modernas por lo que se tratan en una sección por separado. Por otro lado, por cuestiones económicas, es deseable explorar la posibilidad de usar materiales especiales tales como suelos dispersivos y expansivos. En las secciones 11.4 a 11.6 se dan descripciones, métodos identificación y algunos aspectos de diseño sobre estos materiales y otros suelos especiales. Finalmente, se presentan las propiedades de los suelos bajo la tensión, características poco relevantes en otros tipos de obras de tierra pero fundamentales en las presas.

Cuadro 11.1 Características de las cortinas de tierra y enrocamiento.

Tipo de cortina	Talud permisible	Altura permisible	Rapidez de construcción	Programa de construcción	Dependencia del clima	Exceso en presión de poro	Asentamiento	Consideración especial
Sección homogénea	Muy tendido	Baja a media (< 15 m)	Muy lenta	Sencillo	Muy alta	Muy alto	Muy alto	Drenes requeridos.
Cortina con corazón vertical	Regular	Alta	Regular	Complejo	Alta	Regular	Regular	El corazón puede ser de arcilla, concreto o asfalto.
Cortina con corazón inclinado	Tendido	Media a alta	Rápida	Regular	Poca	Alto	Alto	El corazón no tiene buen contacto con la cimentación.
Cortina de materiales graduados	Inclinado	Muy alta	Lenta	Muy complejo	Regular	Poco	Bajo	Fuerte interferencia entre diferentes zonas de construcción.
Cortina de enrocamiento con cara de concreto	Muy inclinado	Alta	Muy rápida	Sencillo	Muy poca	Muy poco	Muy bajo	Diseño especial para la cara y juntas.

Cuadro 11.2 Características de los suelos como materiales de construcción para presas.

Tipo de suelo	Símbolo	Uso	Compactación (por capas)	Permeabilidad tubificación	Susceptibilidad a Contracción	Susceptibilidad al agrietamiento		Resistencia al corte	Compre-sibilidad	
							Extensión			
Gravas	GW	Respaldos permeables.	Rodillo vibratorio o tránsito de tractor.	Muy alta a alta	Muy baja	Nula	Baja	Muy alta	Casi nula	
	GP							Alta		
	GM	Zonas no expuestas a flujo intenso.	Rodillo liso o neumático.	Media	Alta	Baja	Media a alta			
	GC	Masas homogéneas impermeables.		Baja a muy baja	Muy baja			Alta a media	Muy baja	
Arenas	SW	Filtros.	Rodillo vibratorio o tránsito de tractor.	Media	Baja	Nula	Baja	Muy alta	Casi nula	
	SP	Respaldos permeables.						Alta	Muy baja	
	SM	Zonas no expuestas a flujo intenso.	Rodillo neumático.	Baja	Media	Baja	Media a alta		Baja	
	SC	Masas homogéneas impermeables.		Baja a muy baja	Baja			Alta a media		
Limos y arcillas LL $\leq$ 50	ML	Zonas no expuestas a flujo intenso, protegidas por filtros.	Rodillo pata de cabra; importante el control de humedad.	Baja	Muy alta	Muy alta a alta	Muy alta	Media a baja	Media	
	CL	Núcleo impermeable.		Muy baja	Muy baja			Media a alta		
	OL	Dudoso. Se requiere estudio.						Alta		Muy baja
Limos y arcillas L > 50	MH	Zonas no expuestas a flujo intenso, protegidas por filtros.		Baja	Alta	Muy alta	Muy alta	Media a baja	Alta a muy alta	
	CH	Núcleo impermeable.		Muy baja	Muy baja			Media		Muy baja
	OH	Dudoso. Se requiere estudio.						Alta		

Notas: 1) Los suelos orgánicos (P<sub>i</sub>) son inaceptables como materiales de construcción. 2) Las características se refieren al estado saturado después de la compactación. 3) Las arcillas dispersivas de CL y OL son altamente susceptibles a tubificación.

## 11.2 Diseño de cortinas

### 11.2.1 Elemento impermeable

Los elementos impermeables tienen por objeto reducir o minimizar el flujo de agua a través del cuerpo de la cortina y del terreno de la cimentación. Ellos pueden estar embebidos dentro del cuerpo de la cortina, que se llaman corazones o pueden estar colocados sobre el talud aguas arriba, los cuales se conocen como caras. Los corazones pueden ser de arcilla, asfalto o concreto, y pueden estar colocados en una posición vertical o inclinada, siendo ésta aproximadamente paralela al talud aguas arriba. Las caras pueden ser de concreto o asfalto. El corazón arcilloso merece una atención especial ya que su mal funcionamiento por problemas de tubificación es responsable de varias fallas catastróficas en presas de tierra y enrocamiento.

El suelo, usado como elemento impermeable, debe tener muy bajo coeficiente de permeabilidad, buena estabilidad a la filtración y cierta plasticidad; para ello, suelen emplearse suelos cohesivos. El material no debe contener alto porcentaje de bentonitas, lodos o materias orgánicas no totalmente descompuestas que se presentan con frecuencia en suelos superficiales. El contenido de sales de los materiales impermeables no debe exceder cierto valor límite. La compactación de estos materiales debe controlarse por medio del contenido de agua óptimo, de manera que el suelo pueda llegar a obtener un peso específico seco máximo para una determinada energía de compactación. Si el material natural a compactar es demasiado seco o húmedo, se debe agregar agua o secar al aire para ajustar su humedad. La presencia de gravas en el suelo puede incrementar su peso volumétrico y reducir su compresibilidad y susceptibilidad al agrietamiento; sin embargo, se debe cuidar que no se altere su baja permeabilidad.

**Espesor.** La configuración del corazón impermeable está determinada por el ancho de la corona, pendientes de los taludes aguas arriba y abajo del corazón. En un diseño común, el ancho de la corona está entre 4 y 6 m. El espesor mínimo es de 3 a 4 m. El espesor del corazón se incrementa gradualmente con la profundidad medida desde la corona hasta la base del corazón. Las pendientes de los taludes varían entre 0.5(H):1(V) y 0.15:1. Con taludes de estas medidas, los gradientes hidráulicos que se esperan dentro del corazón están entre 2 y 7, tomando en cuenta que el gradiente hidráulico es inversamente proporcional al incremento en el espesor del corazón. Debido a su forma de colocación, los corazones inclinados tienen un mayor gradiente hidráulico aun para el mismo espesor del corazón.

Cuando un corazón dispone de taludes con pendientes menores a 0.3:1, es reducida la posibilidad de que se produzcan problemas relacionados con la filtración o tubificación. Cuando los taludes son del orden de 0.15:1 o 0.2:1 es indispensable diseñar filtros y prestar atenciones especiales sobre la posibilidad de dispersión, agrietamiento y tubificación. Generalmente no es admisible diseñar corazones con taludes más inclinados que la pendiente 0.15:1.

**Características.** El material impermeable debe tener una baja permeabilidad, baja compresibilidad, alta resistencia al corte, baja posibilidad a la tubificación y agrietamiento y alto peso volumétrico. Como regla general, la permeabilidad debe ser menor que  $10^{-7}$  m/s, frecuentemente entre  $10^{-7}$  y  $10^{-8}$  m/s. El ángulo de fricción determinado en las pruebas drenadas debe estar entre 20 y 35°. Los suelos de baja permeabilidad generalmente tienen bajas resistencia al corte; debe buscar un equilibrio entre estos dos parámetros. El material no debe ser demasiado ligero para que sea efectivo el contacto entre el corazón y el terreno de la cimentación; el peso volumétrico seco debe estar entre 1.4 a 2.2 t/m<sup>3</sup>. La curva granulométrica debe ser gradual.

El material impermeable debe tener una alta plasticidad, característica que mitiga eficientemente el peligro de agrietamiento y tubificación. Si un material que tenga un índice de plasticidad ( $I_p$ ) mayor a 7 se considera como factible su uso como corazón impermeable; sin embargo, su resistencia al agrietamiento se debe comprobar pues se han encontrado que los suelos con un  $I_p$  tan alto como 15 también pueden ser susceptibles al agrietamiento. Los suelos más plásticos, por ejemplo, con un  $I_p$  mayor a 30, si bien son resistentes contra el peligro de agrietamiento, contienen generalmente un porcentaje bastante alto de finos dando como resultado una alta compresibilidad que no es admisible en el diseño. La selección del material impermeable debe evaluarse considerando de manera integral todos los factores: la plasticidad, compresibilidad, resistencia al corte y peso volumétrico.

**Resistencia a la erosión interna.** Este parámetro es fundamental para evitar o minimizar problemas de tubificación e inestabilidad sísmica. Materiales que pueden tener características similares en compresibilidad, resistencia o peso volumétrico difieren notablemente entre sí en cuanto a su resistencia a la erosión interna. Sherard (1967) clasificó los suelos según su resistencia a la erosión interna como:

- Suelo muy bueno: mezcla muy bien graduada de gravas, arenas y materiales finos:  $D_{85} > 2''$ ,  $D_{50} > 1/4'$ ; para finos sin cohesión, el que pasa la malla núm. 200 no debe ser mayor a 20 por ciento.

- Suelo bueno: mezcla bien graduada de gravas, arenas y finos arcillosos:  $D_{85} > 1'$  y los finos que contienen arcillas inorgánicas (CL) deben tener un  $I_p$  mayor a 12; arcilla de alta plasticidad (CH) con un PI mayor a 20.
- Suelo regular: mezcla regularmente bien graduada de gravas, arenas medias a gruesas finos sin cohesión:  $D_{85} > 3/4'$ ,  $3 \text{ mm} > D_{50} > 0.5 \text{ mm}$  y los materiales finos que pasan la malla núm. 200 no deben ser mayores a 25%; arcilla de media plasticidad (CL) con un PI mayor a 12.
- Suelo pobre: arcilla de baja plasticidad (CL y CL-ML) con poco material grueso,  $I_p = 5 \sim 8$  y  $LL > 25$ ; limos de alta a media plasticidad con poco material grueso,  $I_p > 10$ ; arena media con suelos finos sin cohesión.
- Suelo muy pobre: arena fina uniforme sin cohesión,  $D_{85} < 0.3 \text{ mm}$ ; limo de media a nula plasticidad (ML),  $I_p < 10$ .

**Contacto con la cimentación.** El contacto entre el corazón y la cimentación debe ser tal que no existan flujos concentrados a lo largo del contacto. Los suelos del corazón deben ser de alta plasticidad, con  $I_p > 15$ . La compactación en la zona cercana al contacto debe realizarse incrementando la energía de compactación y aumentando entre 2 y 3% del contenido de agua con respecto a otras zonas de compactación. El suelo así compactado tiene una mayor plasticidad y resistencia al agrietamiento. Se puede ampliar el ancho de la base del corazón para incrementar la trayectoria del flujo de agua. Los filtros que protegen el corazón deben tener cierto enterramiento dentro del terreno de la cimentación.

**Zonificación.** Es importante identificar, aparte del contacto con la cimentación, otras zonas donde requieren de un corazón que tenga alta plasticidad. Por ejemplo, en las partes altas de la cortina y cercanas a las dos laderas, existe una mayor posibilidad de agrietamiento que en otras zonas. La ubicación de estas zonas puede determinarse de acuerdo con el análisis esfuerzo-deformación de la cortina. En estas zonas se deben colocar materiales impermeables de mayor plasticidad que en el resto del cuerpo de la cortina. En la figura 11.2 se muestra un esquema de esta zonificación.

### 11.2.2 Cuerpo resistente

**Respaldo.** Forma el cuerpo principal de la cortina dando el confinamiento que requiere el corazón impermeable, garantizando la estabilidad de los taludes y proporcionado el

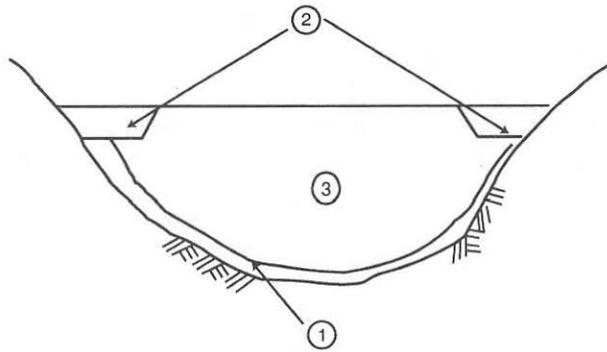


Figura 11.2 Zonificación del corazón impermeable. El material 1) es el más plástico y el material 3) es el menos plástico.

drenaje al agua que se filtra a través del corazón impermeable hacia aguas abajo. Pueden emplearse como respaldo materiales como arenas, arenas con gravas o escombros producto de excavación. La arena limosa fina uniforme no se compacta con facilidad y es licuable ante eventos sísmicos, por lo que debe utilizarse con suma precaución. El uso de tambores cilíndricos vibratorios de gran tamaño permite una buena compactación y como resultado ha ampliado el rango de selección para materiales aptos para el respaldo. Todos estos materiales se pueden clasificar como enrocamiento.

**Transición.** Colocada entre el filtro y el respaldo, tiene por objeto reducir o eliminar la migración de partículas finas hacia las oquedades que tienen los materiales gruesos. Cuando los filtros y enrocamientos tienen granulometrías muy distintas, las partículas más finas de los filtros se mueven, bajo efectos de sismo o filtración, hacia las oquedades de los enrocamientos provocando cavidades en los filtros y reduciendo su capacidad de diseño. Es necesario diseñar una zona de transición cuyo material tiene una curva granulométrica intermedia entre las de los enrocamientos y filtros. La transición debe ser un material granular sin cohesión en el que los granos tienen la libertad de movimiento sin permitir la formación de grietas o fisuras. Debido a los efectos de redistribución de esfuerzos entre el corazón impermeable, filtro, transición y respaldo, es deseable que la rigidez de la transición no sea muy alta, y de preferencia, sea intermedia entre las del respaldo y el filtro. Los materiales de transición deben colocarse simétricamente con respecto al eje central de la cortina. En zonas sísmicas, el espesor de la transición debe aumentarse.

Más detalles sobre los materiales respaldo y transición se encuentran en la sección 11.3 “Enrocamiento”.

### 11.2.3 Filtro

Los filtros, colocados entre el corazón impermeable y la transición o el respaldo si la transición está ausente, son materiales granulares compactados cuyo contenido de finos no rebasa el 5%. El filtro tiene tres funciones: permitir que el agua fluya con facilidad, retener la migración de los materiales finos y servir como una zona de rigidez intermedia entre el corazón, respaldo y/o transición cuyas rigideces son muy distintas. La granulometría de los filtros y procedimientos de compactación se determinan siguiendo criterios establecidos y muchas veces a través de pruebas de laboratorio. Aunque en la mayoría de los casos los filtros son materiales granulares naturales, recientemente se han utilizado para el mismo fin materiales sintéticos tales como geotextiles.

El espesor mínimo es de 0.5 m si la construcción se realiza manualmente y es de 1.0 m si se usan maquinarias. El espesor de diseño depende principalmente de la altura de la cortina. Para una altura de 50 m, el espesor está entre 2 y 4 m; para la altura de 70 a 80 m el espesor se incrementa a 4 y 6 m. Si la cortina alcanza alturas mayores a 80 m, el filtro debe tener un espesor mínimo de 6 m. Es preferible aumentar el espesor del filtro en la cercanía a las laderas. El espesor puede disminuirse con respecto a un diseño estándar sólo cuando sean más estrictos los requerimientos de granulometría. En zonas sísmicas, el espesor del filtro debe aumentarse.

Los filtros deben colocarse tanto aguas arriba como aguas abajo. Si el corazón impermeable y respaldo son muy diferentes en cuanto a su granulometría, se puede usar más de una capa de filtros. Los criterios de diseño para el filtro se pueden agrupar en función del tipo de suelo por proteger.

- **Suelo granular uniforme.** El suelo granular es uniforme cuando el coeficiente de uniformidad  $C_u$  es menor que 6. Los criterios de filtro clásicos están enfocados en este tipo de suelo. El criterio más conocido fue desarrollado por Terzaghi en los años veinte del siglo pasado. Existe una gran variedad de nuevas recomendaciones pero en esencia no difieren mucho del criterio de Terzaghi.
- **Suelo granular no uniforme.** Cuando el suelo es bien graduado, esto es, el coeficiente de uniformidad es mayor que 6, los criterios establecidos para el material uniforme deben modificarse. Existen suelos que tienen dos componentes marcadamente diferentes, una fracción fina y la otra gruesa, en los que la curva granulométrica es discontinua. Estos suelos, cuando están sujetos a percolación de agua, la fracción fina puede emigrarse. El suelo no tiene estabilidad interna o no es autoestable. Este fenómeno se presenta incluso en suelos bien graduados aun cuando la curva granulométrica es continua. Generalmente, cuanto mayor sea el coeficiente

de uniformidad, el suelo tendrá una mayor tendencia a ser no autoestable. Existen varios criterios para determinar si un suelo es autoestable. Según uno de ellos (Brauns, 1990), el suelo es autoestable si se cumplen simultáneamente todos los criterios siguientes:

$$\frac{d_{85}}{d_{50}} \leq 5, \frac{d_{50}}{d_{35}} \leq 5, \frac{d_{35}}{d_{15}} \leq 5 \quad (11.1)$$

donde  $d_x$  ( $x=15, 35, 50, 85$ ) es el diámetro de partículas tal que el  $x\%$  de las partículas del suelo tenga un diámetro inferior a  $d_x$ .

Cuando el suelo no es autoestable, se deben aplicar los criterios de filtro desarrollados para el suelo uniforme, solamente para la parte fina del suelo integral.

- **Suelo cohesivo.** Si el suelo es cohesivo, esto es, que el 85% de las partículas pasa por la malla núm. 200, el criterio ya no debe ser meramente geométrico como ocurre con los materiales granulares. Lo más importante ahora es detectar si el suelo es dispersivo, característica que está asociada con las propiedades fisicoquímicas del suelo. El método de estimación de la dispersividad del material se detalla en la sección 11.4.2. Si el material no es dispersivo, se puede adaptar un criterio meramente geométrico (Sherard *et al*, 1984).

Existen algunas recomendaciones adicionales sobre estos criterios. En el capítulo 12 “Control del flujo de agua” se dan descripciones más detalladas sobre los filtros.

### 11.2.4 Protección contra oleaje

Los taludes de aguas arriba deben protegerse contra el efecto destructivo de las olas. La experiencia ha demostrado que el enrocamiento colocado al volteo es el mejor tipo de protección al costo mínimo. El procedimiento constructivo consiste en descargar por volteo las piedras o fragmentos de roca sobre un filtro graduado o en la zona de aguas arriba del talud. La eficiencia del enrocamiento depende de varios factores (USBR, 1961).

- **Calidad de la roca.** La roca debe ser dura, densa y durable y debe poder resistir largas exposiciones a la intemperie. La mayor parte de rocas ígneas y de las metamórficas, muchas de las calizas y algunas de las areniscas son buenas opciones.

- **Peso o tamaño de las piezas individuales.** El peso o tamaño de las piezas es necesario para resistir el desalojamiento producido por el oleaje. Las cortinas de menor altura también requieren de piezas de buen tamaño si el oleaje es intenso.
- **Espesor.** El espesor depende del *fetch* del oleaje. En el cuadro 11.3 se presentan valores de espesor y límites de granulometría para taludes de 3:1.
- **Forma de piedras.** Los fragmentos angulares tienden a producir una mejor trabazón y a resistir mejor el dislocamiento que el boleó y los cantos rodados.
- **Talud.** Para taludes más espinados, se debe usar un espesor mayor. Para los datos del cuadro 11.3, si el talud es de 2:1, el espesor debe aumentarse por 25 cm.
- **Filtro.** El colchón de filtro es necesario sólo cuando el material del talud tiene el peligro de ser deslavado por los poros del enrocamiento.

Cuadro 11.3 Espesores y límites de granulometría para el enrocamiento sobre taludes de 3:1 (USBR, 1961).

<i>Fetch</i> del vaso (millas)	Espesor nominal (pulgadas)	Granulometría, porcentaje de piedras de diferentes pesos (libras)			
		Tamaño máximo	Cuando menos el 25% mayor que	45 a 75% de —a—	No más del 25% menor que—
1 y menor	18	1,000	300	10-300	10
2.5	24	1,500	600	30-600	30
5	30	2,500	1,000	50-1,000	50
10	36	5,000	2,000	100-2,000	100

También se han utilizado otros tipos de protección en taludes aguas arriba: suelocemento, concreto o asfalto. El uso de estos materiales obedece muchas veces a la carencia de roca en el lugar.

Si los taludes aguas abajo son de enrocamiento, no es necesaria alguna protección adicional. Si los taludes son de materiales cohesivos, arena o grava, deben protegerse contra el viento y el escurrimiento pluvial. Esto se puede lograr con una capa de roca, cantos o pasto. Una capa de 12 a 24 pulgadas es adecuada.

## 11.3 Enrocamiento

### 11.3.1 Propiedades índice

En términos generales, se considera que los enrocamientos son materiales cuyo tamaño máximo de partículas es mayor a 2 mm, abarcando la arena gruesa, grava, boleo, canto hasta fragmento mayor de roca. Pueden ser explotados en depósitos aluviales o extraídos de los bancos de préstamo obtenidos con el uso de explosivos. Aunque existen otras definiciones más refinadas, por ejemplo, haciendo referencia a curvas granulométricas en lugar de un solo valor para el tamaño máximo de partículas, es quizá más fácil de entender que los enrocamientos son materiales de alta permeabilidad con el coeficiente de permeabilidad comúnmente mayor que  $10^{-5}$  m/s, de manera que su comportamiento mecánico no depende de las condiciones de exceso en presión de poro. Salvo algunos aspectos excepcionales, tal como el colapso ante humedecimiento, el comportamiento de los enrocamientos es similar en el estado seco que bajo la condición saturada.

Los enrocamientos se distinguen de otros materiales granulares, como arenas medias y finas, fundamentalmente por dos características: efecto de escala y rotura de granos. Es obvio que los enrocamientos tienen tamaños de partículas mayores que las arenas y a veces llegan a tener granos del tamaño del orden de 10 cm o 1 m; lo más destacado de estos materiales, no obstante, es que su comportamiento depende en forma considerable de sus tamaños de granos, hecho que no ocurre en arenas. Por ejemplo, se ha observado que el ángulo de fricción disminuye con el aumento en el tamaño máximo de partículas. Esta dependencia, o bien, efecto de escala, dificulta enormemente la realización de pruebas de laboratorio si se considera que el diámetro de las probetas debe ser por lo menos seis veces el tamaño máximo de partículas. De allí la necesidad de construir aparatos de gran dimensión para pruebas triaxiales o de odómetro.

Las partículas de los enrocamientos sufren roturas aun cuando la presión de confinamiento es pequeña, lo que contrasta con arenas cuyas partículas se rompen sólo cuando la presión es muy alta. La rotura de partículas tiene influencias sobre varios aspectos del comportamiento de los enrocamientos, pues implica un estado más compacto y una relación de vacíos menor. Sin embargo, al generar un mayor porcentaje de materiales más finos, la rotura de partículas no necesariamente es todo positivo para el conjunto; se ha observado que la resistencia al corte disminuye con la rotura de granos. Finalmente, debido al cambio de la composición granulométrica durante la rotura resulta ambigua la descripción del material, por ejemplo, la densidad máxima.

Atendiendo las características peculiares de los enrocamientos, se utilizan en la práctica varias propiedades índice adicionales a las que convencionalmente se definen para los materiales granulares.

**Densidad relativa.** La densidad relativa de un enrocamiento está definida por

$$D_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad (11.2)$$

donde  $e_{\text{máx}}$  y  $e_{\text{mín}}$  son relaciones de vacíos máxima y mínima, respectivamente, y  $e$  es la relación de vacíos del material probado. Para las arenas se han establecido procedimientos estándar para determinar las relaciones de vacíos máxima y mínima; para los enrocamientos todavía no están normalizadas tales pruebas. Generalmente, el estado más suelto se logra por simplemente colocar a mano las partículas dentro de un cilindro. El estado más compacto se puede obtener mediante la aplicación de varios tipos de energía: impacto, vibración o compactación estática. Es importante indicar que ocurre la rotura de partículas durante cualquier de estos procedimientos de aplicación de energía.

**Coefficiente de uniformidad.** Mide qué tan graduado está el material. Mientras mayor es el coeficiente, mejor graduado será el material. El coeficiente de uniformidad se define como

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (11.3)$$

donde  $d_{60}$  y  $d_{10}$  son diámetros de partícula, tal que el 60 y 10% de las partículas del enrocamiento tengan un diámetro inferior a  $d_{60}$  y  $d_{10}$ , respectivamente. Muchas veces, los enrocamientos tienen dos componentes marcadamente diferentes: una gruesa y otra fina. Aun cuando el material integral es bien graduado, es posible que la parte fina sea lavada de la parte gruesa si el material está sujeto a percolación de agua. En estos casos, el material no es autoestable. Para estas situaciones, la parte gruesa del material es la que afecta a las propiedades mecánicas. Es necesario considerar solamente el coeficiente de uniformidad de la porción gruesa. Este último se llama coeficiente de uniformidad efectivo, denotado por  $C_{ue}$  (Alberro y Gaziev, 2000).

**Tamaño máximo del grano ( $d_{m\acute{a}x}$ ).** El tamaño máximo del grano se determina a partir de la curva granulométrica. Este parámetro define el efecto de escala, una de las características fundamentales de los materiales enrocamiento.

**Carga de ruptura ( $P_a$ ).** Es una medida de la resistencia a la rotura de los granos individuales. Según el procedimiento propuesto por Marsal (1969), tres partículas de aproximadamente las mismas dimensiones se colocan entre dos placas de acero; a través de un marco de carga se aplican fuerzas hasta que se produce la rotura del primer grano. Se cuenta entonces el número de contactos en ambas placas. La carga axial en el momento de rotura, dividida por el número menor de contactos en cualquiera de las dos placas, se toma como la carga que provoca la rotura. Se ha observado una correlación doblemente logarítmica entre la carga de rotura y la dimensión del grano (figura 11.3). Generalmente se toma la carga de rotura correspondiente a un diámetro nominal de grano de 2 centímetros.

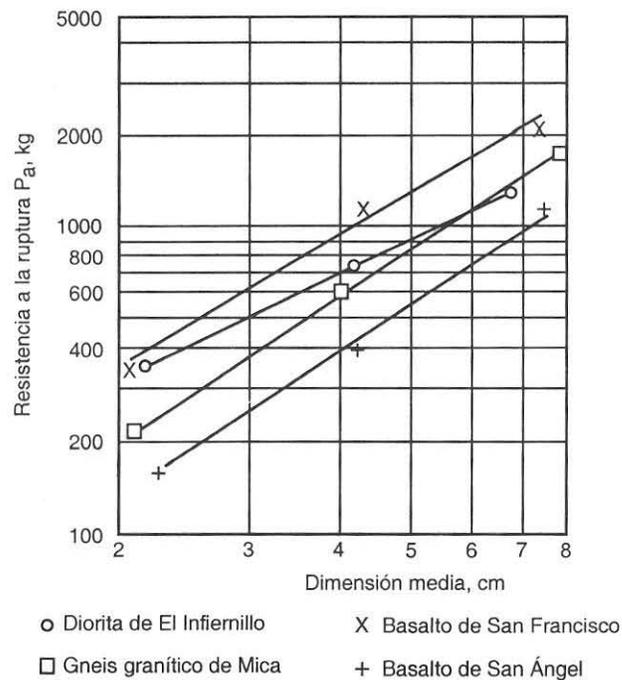


Figura 11.3 Resistencia a la ruptura de varios tipos de rocas en estado seco (Marsal, 1964).

**Índice de solidez.** El comportamiento de los materiales enrocamiento tiene una clara relación con las propiedades de los fragmentos de roca o granos de arena y grava individuales. Los granos individuales de alta dureza hacen menos deformables a los enrocamientos; los granos de menor dureza contribuyen, en cambio, a la susceptibilidad al colapso de los enrocamientos bajo humedecimiento. La solidez de los granos, puede determinarse en las pruebas de absorción de agua, desgaste o abrasión Los Angeles e intemperismo acelerado, mismas que son estándares para agregados de concreto. Marsal (1972) propuso un sistema de clasificación de enrocamientos con base en cuatro parámetros: la carga de rotura, absorción de agua, desgaste Los Ángeles y el coeficiente de uniformidad. Los enrocamientos se catalogan en seis tipos: 1U, 2U, 3U, 1W, 2W y 3W. Las letras U y W significan uniforme y bien graduado, respectivamente. Los enrocamientos 3U tiene una mejor calidad que 2U, y los de 2U son mejores que los 1U. En el cuadro 11.4 se muestra este sistema de clasificación.

Cuadro 11.4 Clasificación de enrocamientos (Marsal, 1972).

Material	Carga de rotura (kg)	Absorción de agua (%)	Desgaste Los Ángeles (%)	Granulometría	$C_u$	Tipo de enrocamiento
Granos duros	> 1000	1 ~ 2.5	10 ~ 15	Uniforme	1 ~ 3	1U
				Bien graduado	> 10	1W
Granos semiduros	500 ~ 1000		15 ~ 25	Uniforme	1 ~ 3	2U
				Bien graduado	> 10	2W
Granos < 500 blandos	2.5 ~ 15	> 25	Uniforme	1 ~ 3		3U
				Bien graduado	> 10	3W

Nota: La carga de rotura corresponde a un diámetro de granos de 2 pulgadas.

**Rotura de granos ( $B_g$ ).** Es una medida, en porcentaje, del cambio de la composición granulométrica del material. La figura 11.4 muestra dos curvas granulométricas, una inicial y la otra final, de una muestra de gneis granítico que se ensayó en la cámara triaxial bajo una presión confinante de 25 kg/cm<sup>2</sup> (Marsal, 1969). Marsal propuso

contar las diferencias en el porcentaje retenido en cada malla en función de los diámetros nominales. La rotura es la suma de los valores positivos de las diferencias, que representa aproximadamente el porcentaje en peso de los granos que han sufrido fragmentación. La rotura de granos depende del nivel de la presión confinante. Un elemento de suelo que se encuentra a mayor profundidad medida desde la superficie de terreno está sujeto a una presión confinante mayor y sufre una mayor rotura de granos. En la figura 11.5 se muestra la relación entre la rotura de granos y el esfuerzo octaédrico para diferentes tipos de enrocamiento, según el sistema de clasificación del cuadro 11.4 (Marsal, 1972).

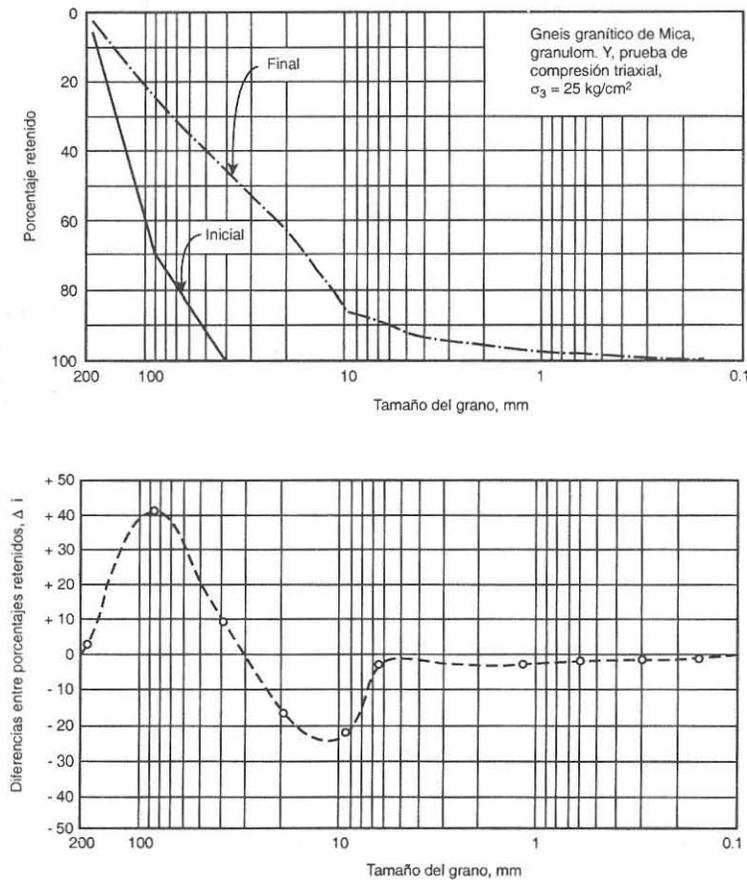


Figura 11.4 Variación de la distribución granulométrica producida por rotura de granos (Marsal, 1969).

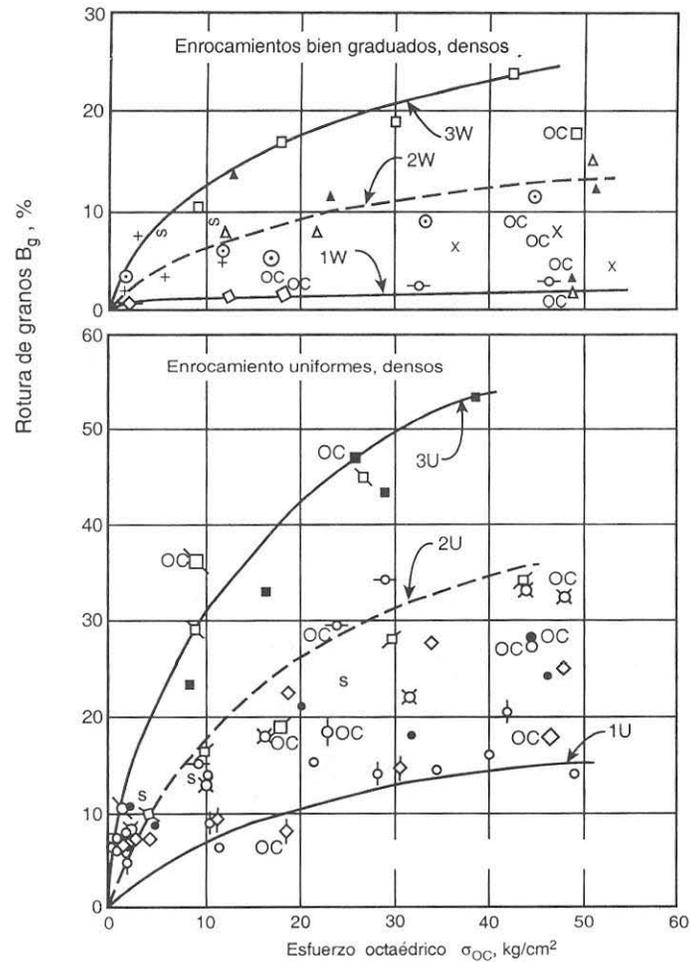


Figura 11.5 Rotura de granos vs. nivel de esfuerzos en pruebas de compresión triaxial y compresión unidimensional. Los puntos son datos de las pruebas (Marsal, 1972).

**Relación de vacíos estructural.** Cuando surge una discontinuidad en la curva granulométrica, el material tiene dos componentes: una fracción gruesa y otra fina. Dependiendo de la proporción relativa entre ambas fracciones, es posible que los granos gruesos estén embebidos entre los granos finos o viceversa. En la figura 11.5 se muestran tres casos típicos de composición granulométrica. Los granos embebidos no transmiten

fuerzas de contacto, por lo que no tienen una función estructural en el comportamiento del material integral. El volumen de sólidos embebidos o sueltos debe descontarse del volumen total de sólidos cuando se calculan fuerzas de contacto. Marsal (1965) introdujo el concepto de relación de vacíos estructural expresada como

$$e_s = \frac{e + i}{1 - i} \quad (11.4)$$

donde  $e$  es la relación nominal,  $i$  es el cociente entre el volumen de sólidos sueltos  $DV_s$  y el volumen total de sólidos  $V_s$ . En la figura 11.6, para los tres casos se tiene, respectivamente,  $DV_s = 0$ ,  $DV_s = V_1$  y  $DV_s = V_2$ , siendo  $V_1$  y  $V_2$  volúmenes de sólido fino y grueso, respectivamente.

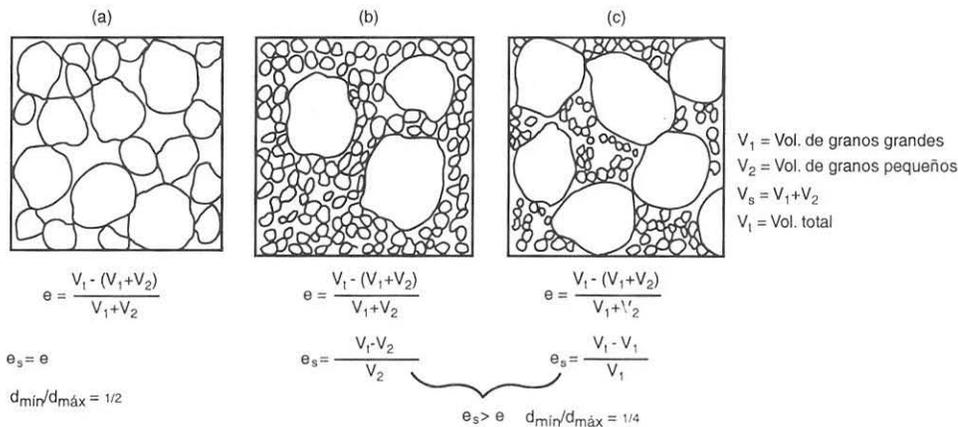


Figura 11.6 Definición de la relación de vacíos estructural.

### 11.3.2 Resistencia al corte

**Dilatancia.** En un material elástico lineal, la aplicación de una carga cortante genera solamente deformaciones cortantes o cambios de forma; si el mismo proceso de carga se aplica en un suelo granular se producen adicionalmente deformaciones volumétricas

o cambios de volumen. En la figura 11.7 se muestran dos curvas: una de esfuerzo cortante y la otra de deformación volumétrica, todas ellas contra la deformación cortante.

En la etapa inicial de carga (OA), ocurre una reducción de volumen; el suelo se dice contractivo en esta etapa. El cociente entre la deformación volumétrica y la cortante se denomina dilatancia, denotada en la figura 11.7 como  $\psi$ . En el tramo OA, la dilatancia es negativa; y en el punto A la dilatancia llega a ser nula. Posteriormente, el volumen se incrementa y el suelo se dice dilatante. La dilatancia positiva llega a tener su valor máximo en el punto P. A partir del punto P, el aumento de volumen tiende a un valor fijo, punto C, donde la dilatancia es nula. En la curva esfuerzo-deformación, se observa que en el punto P se registra la resistencia máxima y en los puntos A y C, se tiene resistencia última.

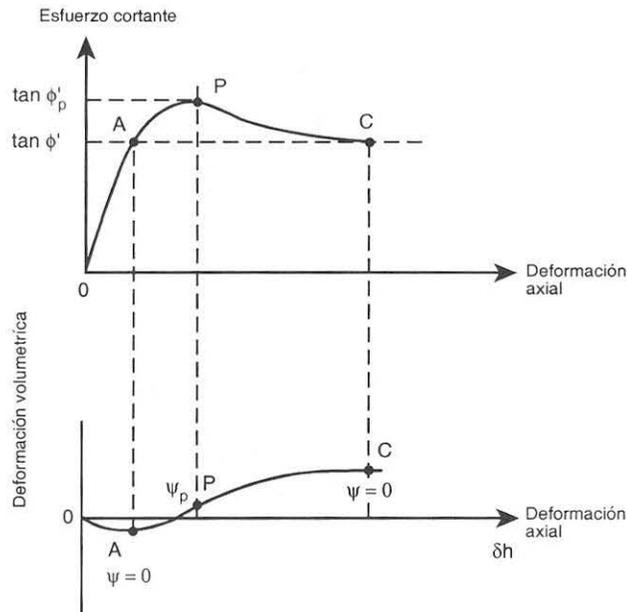


Figura 11.7 Esfuerzo, deformación cortante y dilatancia en una prueba triaxial (Atkinson, 1993).

La diferencia entre las resistencias máxima y última depende del grado de dilatancia del material. Los materiales granulares densos son dilatantes y los del estado suelto son contractivos. Pero aún para el mismo material el comportamiento dilatante varía en

función de la presión confinante. En la figura 11.8 se muestran estas tendencias. El comportamiento típico mostrado en la figura 11.7 se desaparece cuando los materiales están sueltos o las presiones confinantes son muy altas.

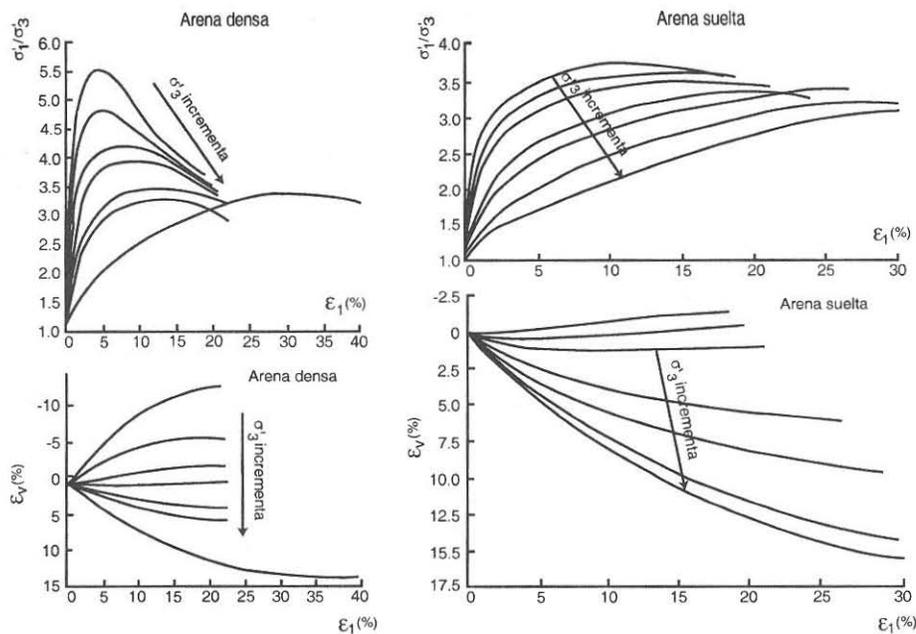


Figura 11.8 Curvas esfuerzo-deformación con presión de confinamiento alta.  $\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$  son esfuerzos principales mayores y menores efectivos,  $\epsilon_1$  es la deformación axial,  $\epsilon_v$  es la deformación volumétrica.

Si se dibujan las resistencias máximas al corte contra las presiones confinantes se pueden obtener leyes de Mohr-Coulomb como lo muestra la figura 11.9. Cuando las presiones confinantes son bajas la no linealidad de la resistencia al corte se debe al efecto de dilatancia. A medianas y altas presiones, las arenas se aproximan a una línea recta. En cambio, los enrocamientos siguen con una curva, debido a la rotura de granos. A mayor rotura de granos, la resistencia se disminuye como se ilustra en la figura 11.10. La no linealidad de la ley Mohr-Coulomb es una característica típica de los materiales enrocamiento.

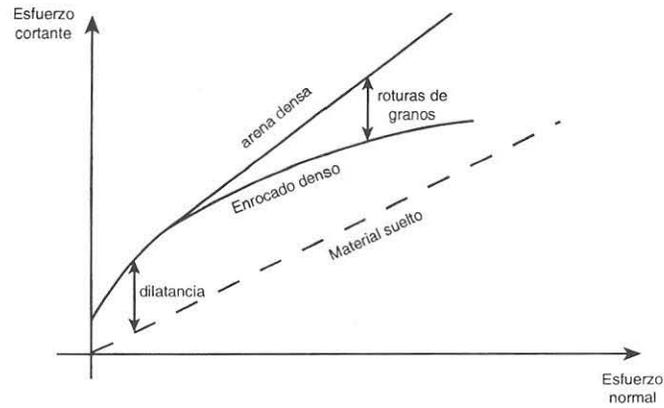


Figura 11.9 Componentes de la resistencia al corte en materiales granulares.

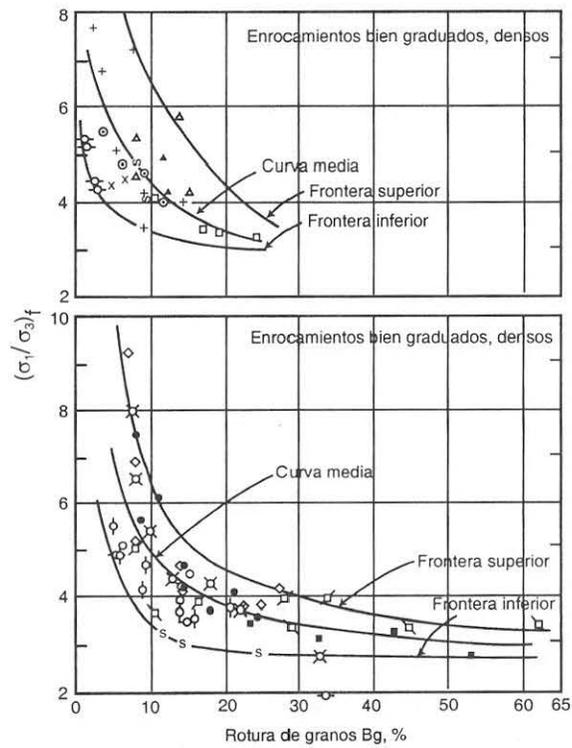


Figura 11.10 Relación de esfuerzos principales para la falla en pruebas de compresión triaxial vs. rotura de granos (Marsal, 1972).

**Leyes no lineales.** La resistencia al esfuerzo cortante en los suelos se define comúnmente en función de dos parámetros, cohesión y ángulo de fricción. En este sentido se está suponiendo que la resistencia al corte es una función lineal del esfuerzo normal en el plano de falla. Como se muestra arriba esta linealidad no es válida en materiales granulares gruesos. La cohesión es casi nula y el ángulo de fricción no es constante. Utilizando los datos experimentales obtenidos por Marsal (1965), De Mello (1977) propuso una función exponencial como

$$\tau = A\sigma^b \quad (11.5)$$

donde A y b son dos parámetros del suelo.  $\sigma$  es el esfuerzo normal en el plano de falla. Cabe mencionar que en estos materiales, la permeabilidad es tan alta que las condiciones de drenaje dejan de ser un factor importante en la estimación de la resistencia al corte; esto es, se puede hablar de una sola ley para todas las condiciones de drenaje y el esfuerzo puede ser total o efectivo.

Otra forma de expresar la no linealidad es definir el ángulo de fricción interna como una función logarítmica del esfuerzo de confinamiento  $\sigma_3$ , considerando que las pruebas son del tipo triaxial de compresión.

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \quad (11.6)$$

donde se definen dos parámetros: el ángulo de fricción inicial  $\phi_0$  y el decremento del ángulo,  $\Delta\phi$ .  $p_a$  es la presión atmosférica. Según la ec. (11.6) el ángulo de fricción se disminuye con el aumento del esfuerzo de confinamiento. Una manera más elegante de expresar la no linealidad fue propuesta recientemente por Alberro y Gaziev (2000)

$$\frac{\sigma_{oct}}{R} = \left(\frac{\tau_{oct}}{R}\right)^\alpha \quad (11.7)$$

donde  $\sigma_{oct}$  y  $\tau_{oct}$  son el esfuerzo normal y cortante de falla definidos en el plano octaédrico,  $\alpha$  es un parámetro adimensional del material. R, definida en la unidad de esfuerzos, es una medida de la resistencia al corte: cuanto mayor sea la resistencia, mayor será el valor de R.

Después de haber analizado una gran base de datos experimentales obtenidos en enrocamientos, Alberro y Gaziev (2000) han encontrado que el parámetro  $\alpha$  es una constante igual a 1.15.  $R$ , en  $\text{kg/cm}^2$ , puede relacionarse con cuatro propiedades índice: densidad relativa  $D_r$  en porcentajes, coeficiente de uniformidad efectivo  $C_{ue}$ , carga de rotura  $P_a$  en kg para una partícula de diámetro nominal de 2 cm y diámetro máximo de partículas  $d_{m\acute{a}x}$  en cm. Esta relación está dada por

$$R = 0.0027D_r + 0.06C_{ue} + 0.0002P_a - 0.033d_{m\acute{a}x} \quad (11.8)$$

**Influencia de la estructura del material.** La resistencia al corte depende de la relación de vacíos: a una mayor relación de vacíos, menor resistencia al corte se tendrá. En la literatura se han reportado numerosas expresiones que relacionan la relación de vacíos y el ángulo de fricción. Al utilizarlas, se debe tener en cuenta que la relación de vacíos nominal debe sustituirse por la relación de vacíos estructural como la definida en la sección 11.3.1. En la figuras 11.6 se muestran tres microestructuras de suelo cuya relación de vacíos nominal es la misma pero las relaciones de vacíos estructurales crecen del caso a) al caso c) y, por lo tanto, los ángulos de fricción decrecen en el mismo orden. Es importante procurar en el diseño que las estructuras sean del tipo a) o b).

**Influencia del tipo de prueba.** Las pruebas triaxiales se efectúan en la condición de deformación axisimétrica, diferente del estado de deformación plana que generalmente se encuentra en un terraplén. Las resistencias al corte determinadas en ambas condiciones de deformación son distintas. Marsal (1972) reporta, de acuerdo con los resultados obtenidos en los enrocamientos ensayados en las pruebas de compresión triaxial y de deformación plana gigantes, que si se considera una rotura de granos de 30% el cociente  $\sigma_1/\sigma_3$  aumenta de 3.5 para la prueba triaxial a 5.2 de deformación plana, equivalente a un aumento en el ángulo de fricción de  $34^\circ$  a  $43^\circ$ . Otros autores también han reportado resultados similares (ver Charles, 1990a). La diferencia entre los resultados obtenidos en ambas pruebas es menos significativa si se incrementa la presión confinante o se disminuye la densidad. Los parámetros de resistencia estimados con base en las pruebas triaxiales son, por lo tanto, conservadores. Se ha sugerido la siguiente estimación (ver Charles, 1990a):

$$\phi_{dp} = 1.5\phi_{tr} - 16^\circ \quad (11.9)$$

donde  $\phi_{tr}$  y  $\phi_{dp}$  son ángulos de fricción determinados en las pruebas triaxial y de deformación plana, respectivamente. Esta estimación es válida cuando  $\phi_{tr}$  es menor a  $32^\circ$ . Para otros casos, se supone que ambas pruebas arrojan mismos ángulos de fricción.

### 11.3.3 Otras propiedades mecánicas

**Compresibilidad.** Se refiere a la deformación vertical del suelo cuando está sujeto a una carga vertical. Como las pruebas de laboratorio se realizan en odómetros donde las deformaciones laterales son restringidas, la deformación vertical se convierte directamente en el cambio volumétrico. En el campo, la condición de deformación lateral nula se encuentra en el eje central de la cortina, por lo que los parámetros de compresión son útiles para estimar los asentamientos durante y después de la construcción.

Las curvas de compresibilidad son similares en los enrocamientos y suelos, siendo éstos arenas o arcillas. A partir de la curva de compresibilidad, se puede definir el módulo confinado o módulo odométrico, o módulo de deformación de compresión unidimensional,  $M_{oc}$ , que es el cociente entre el incremento en esfuerzo vertical y el incremento en deformación vertical. Los experimentos realizados hasta ahora en el laboratorio muestran las siguientes tendencias en los materiales enrocamiento (Charles, 1990b).

- El módulo  $M_{oc}$  se incrementa con el aumento de la dureza de la roca.
- $M_{oc}$  se incrementa con el incremento de la densidad relativa.
- $M_{oc}$  es mayor para materiales cuyos granos tienen superficies menos rugosas.
- $M_{oc}$  es mayor cuando el material es bien graduado.
- El mecanismo principal de la compresión es que los altos esfuerzos concentrados en los puntos de contacto intergranulares producen la rotura y reorientación de los granos.

El módulo no es constante sino depende del nivel de esfuerzo. En la rama de compresión virgen el esfuerzo vertical  $\sigma_z$  y la deformación vertical  $\epsilon_z$  se pueden relacionar mediante una función parabólica:

$$\sigma_z = a\epsilon_z^b \quad (11.10)$$

donde  $a$  y  $b$  son constantes;  $b$  varía entre 1.5 y 2. En la figura 11.11 se muestra una correlación del módulo de deformación unidimensional con la rotura de granos (Marsal, 1972). Combinando esta figura con la figura 11.5 se puede determinar la dependencia del módulo con el nivel de esfuerzos.

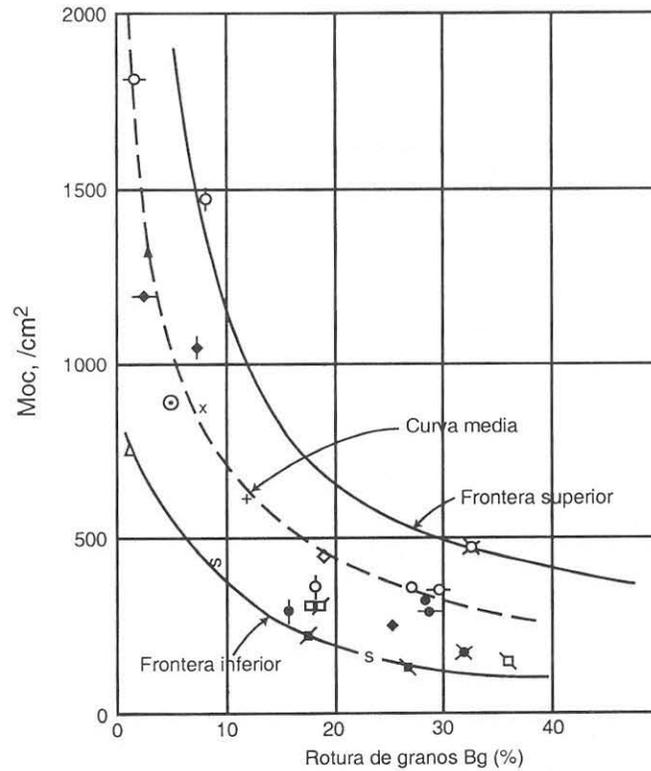


Figura 11.11 Módulo de deformación en compresión unidimensional vs. rotura de granos (Marsal, 1972).

Los enrocamientos pueden sufrir cambios volumétricos importantes cuando se saturan. Esta característica de colapso se determina comúnmente en las pruebas de odómetro. En la figura 11.12, se muestra una curva de colapso determinada en la prueba de odómetro (Marsal *et al*, 1965).

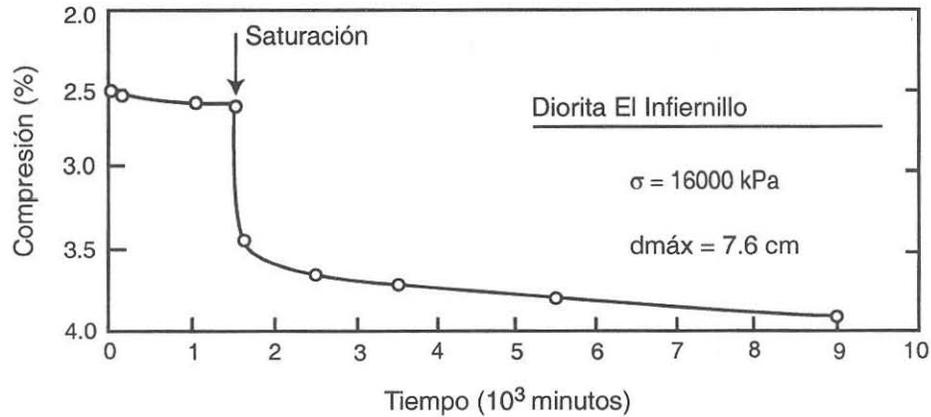


Figura 11.12 Curva de compresibilidad para determinar el colapso de los enrocamientos (Marsal, *et al*, 1965).

**Creep.** Es la deformación del suelo cuando las cargas externas y las presiones de poro de los suelos se mantienen nulas o constantes. Los materiales enrocamiento tienen deformación *creep* aunque de magnitud muy reducida comparada con suelos cohesivos. Sin embargo, su estimación tiene significado en la predicción del comportamiento a largo plazo. Esto es particularmente interesante cuando uno intenta interpretar los resultados de observación.

En el laboratorio la deformación *creep* puede determinarse en las pruebas de odómetro. En los enrocamientos, se puede definir una relación lineal entre la rapidez del cambio de la relación de vacíos y el tiempo en la escala doblemente logarítmica.

$$\frac{\Delta e}{\Delta t} \propto \frac{1}{t} \quad (11.11)$$

Esta relación es similar a la que se obtiene en arcillas saturadas. Las observaciones de campo hechas en algunas presas de tierra y enrocamiento reportan resultados que concuerdan con la ecuación anterior (figura 11.13, Parkin, 1990b).

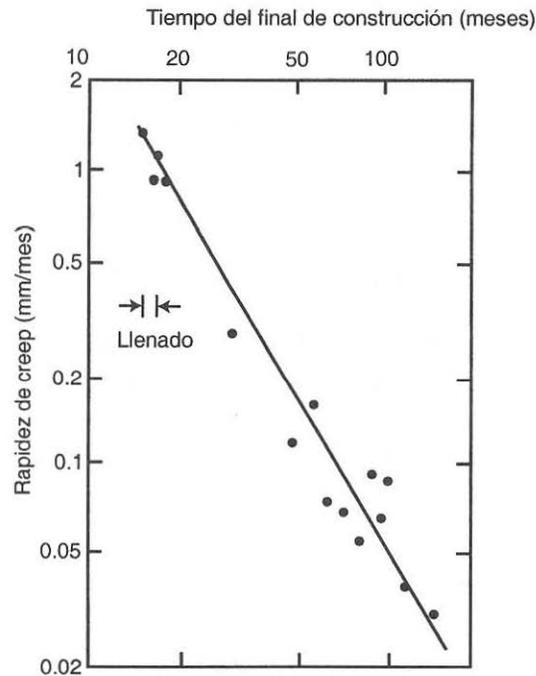


Figura 11.13 Gráfica deformación-tiempo para enrocamiento de *mudstone* (Parkin, 1990b).

**Deformabilidad.** La resistencia al corte y compresibilidad de los suelos son dos propiedades mecánicas que más se utilizan en el diseño de cimentaciones u otras estructuras de tierra. Para el análisis de presas, estas dos propiedades no son suficientes. Las fallas catastróficas de las presas no necesariamente están ligadas a una falla por corte que se estudia con mayor frecuencia en la mecánica de suelos convencional. Por ejemplo, los agrietamientos pueden causar tubificación o desbordamiento, precursores de la falla total de una cortina. El estudio del complejo estado de esfuerzos antes de la falla por corte requiere de conocimientos sobre diferentes formas de deformación. Por otro lado, las deformaciones que se determinan en las pruebas de odómetro son del tipo de confinamiento lateral por el que las deformaciones laterales están restringidas. Por la geometría de las cortinas, este estado de deformación ocurre solamente en una zona cercana al eje de la cortina; en la mayor parte del cuerpo de la cortina, las deformaciones no están restringidas lateralmente. Por estas y otras razones, el estudio

sobre la relación general entre el esfuerzo y deformación es esencial para entender el comportamiento de las cortinas.

La relación esfuerzo-deformación generalmente se determina en una prueba triaxial, que se efectúa en dos etapas. En la primera etapa, la probeta de suelo saturado se sujeta a una presión confinante, permitiendo que el exceso de presión de poro se disipe completamente. Después, se aplica una carga axial midiendo al mismo tiempo las deformaciones axial y radial, así como el cambio de volumen. Las cargas se incrementan gradualmente hasta que se produzca la falla en el suelo. Si la prueba es del tipo de compresión, la presión confinante es el esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  y la carga axial es el esfuerzo desviador  $\sigma_1 - \sigma_3$  siendo  $\sigma_1$  el esfuerzo principal mayor. Las curvas típicas se muestran en la figura 11.12, donde  $\varepsilon_a$  y  $\varepsilon_{vol}$  son deformación axial y volumétrica, respectivamente.

Con base en los resultados experimentales, se ha sugerido que la curva  $\sigma_1 - \sigma_3$  y  $\varepsilon_a$  puede expresarse por una relación hiperbólica:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (11.12)$$

donde  $E_i$  y  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  son las siguiente funciones:

$$E_i = K \rho_a \left( \frac{\sigma_3}{\rho_a} \right)^n \quad (11.13)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{R_f} \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (11.14)$$

$n$ ,  $K$ ,  $R_f$ ,  $c$  y  $\phi$  son parámetros de suelo,  $c$  es la cohesión y  $\phi$ , el ángulo de fricción interna. Cuando  $c = 0$ , el ángulo de fricción se expresa como una función logarítmica como la ec. (11.6). Para las curvas mostradas en la figura 11.12, se obtienen los siguientes parámetros:  $K = 1320$ ,  $R_f = 0.72$ ,  $n = 0.4$ ,  $c = 0.$ ,  $\phi_0 = 55.6^\circ$ ,  $\Delta\phi = 10.5^\circ$ . A fin de conocer la relación entre deformación axial y deformación volumétrica se introduce el módulo volumétrico  $B$  que en la prueba triaxial se expresa como  $B = (\sigma_1 - \sigma_3) / (3\varepsilon_v)$ . Este módulo también es función de la presión de confinamiento:

$$B = K_b \rho_a \left( \frac{\sigma_3}{\rho_a} \right)^m \quad (11.15)$$

Para las curvas de la fig. 11.14, se obtienen  $K_b = 1500$ ,  $m = 0.05$ .

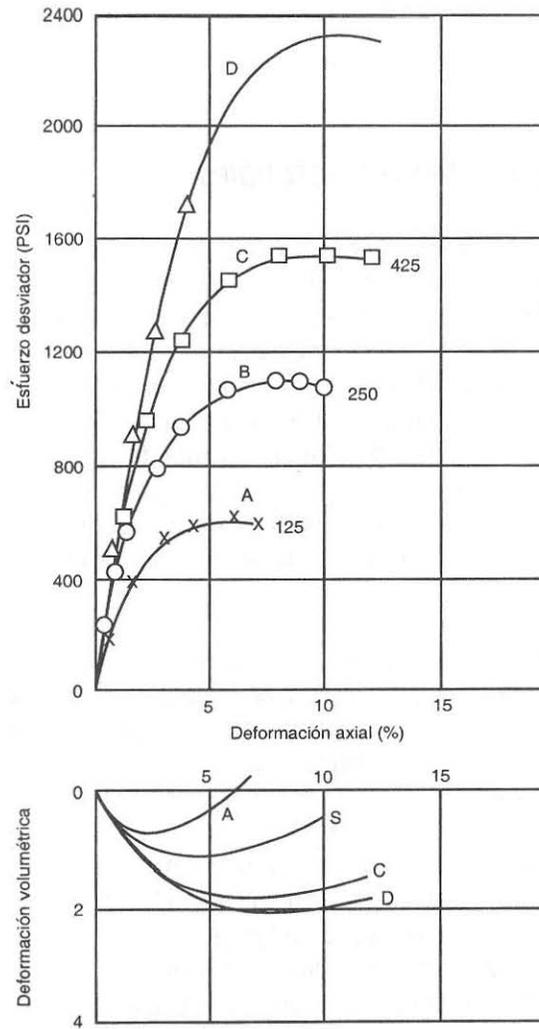


Figura 11.14 Gráfica esfuerzo-deformación (Duncan, *et al*, 1980).

El modelo hiperbólico es de mayor interés para el análisis de presas por que incluye tres efectos relevantes del comportamiento de suelo: la no linealidad de la relación esfuerzo-deformación, la dependencia de la presión confinante y una relación de Poisson variable. El modelo fue originalmente propuesto por Kondner (1963) como un procedimiento de ajuste de curvas; Duncan y Chang (1970) avanzaron a la obtención del módulo de elasticidad y la relación de Poisson. Esta interpretación es fundamental para que el modelo sea utilizado como ecuaciones constitutivas en un análisis del estado general de esfuerzo y deformación.

#### ***11.3.4 Selección y pruebas de materiales***

Las propiedades mecánicas de los enrocamientos se determinan en el laboratorio. La incertidumbre acerca de los parámetros medidos es alta debido al efecto de escala. Por las limitaciones de los aparatos de ensaye, aun cuando son de gran dimensión, los suelos ensayados rara vez tienen la misma composición granulométrica que los materiales que se van a utilizar en la construcción. Los resultados del laboratorio tienen que verificarse en el campo. Las pruebas de terraplén y de control de calidad son necesarias para este fin. En la figura 11.15 se muestra el esquema de la relación entre los tres tipos de prueba: laboratorio, terraplén y control de calidad. Este esquema es adaptado de la referencia SJMS (1990). A continuación se describen los procedimientos para la selección de material y los tres tipos de prueba a fin de tomar en cuenta efectos de escala.

**Estimación preliminar.** La selección de un préstamo como fuente de enrocamiento consiste en una serie de estudios geológicos y de materiales. Los detalles se pueden consultar en la sección 6.5. Marsal (1975) también propuso unos lineamientos valiosos para tal fin. Cuando está identificado algún banco, se puede proceder a hacer una estimación de sus propiedades mecánicas. Esto comienza con el uso del sistema de clasificación de enrocamiento (cuadro 11.4). Se estima posteriormente la presión confinante o esfuerzo octaédrico promedio que la cortina pudiera tener, de acuerdo con el peso volumétrico estimado y la altura de la cortina. Con el nivel de esfuerzo calculado se puede suponer la rotura de granos usando la figura 11.5, dato que sirve como base para estimar la resistencia al corte y el módulo de deformación, haciendo uso de las figuras 11.10 y 11.11. Los parámetros así obtenidos sirven para un estudio de factibilidad del tipo de cortina propuesto, y una primera aproximación del asentamiento o del estado de estabilidad.

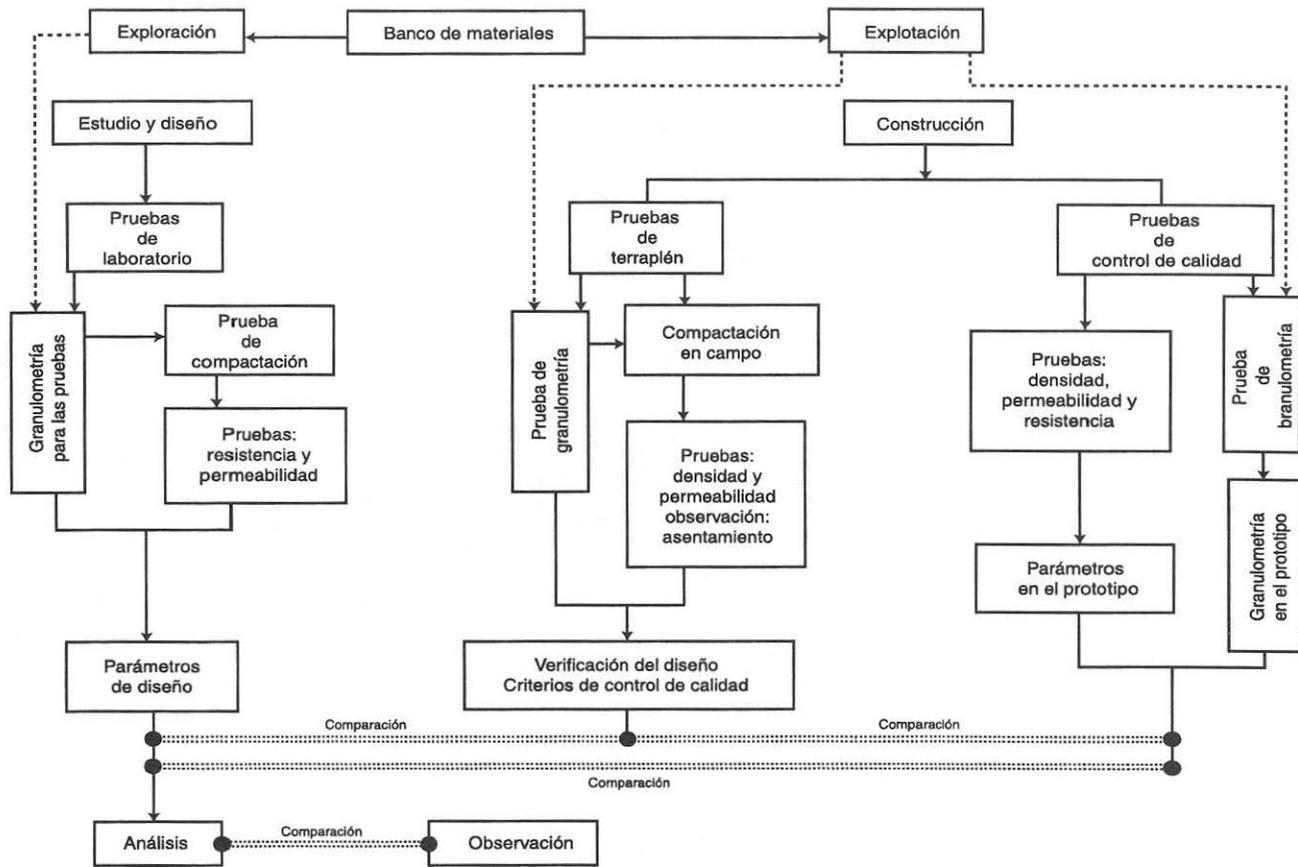


Figura 11.15 Rotura de granos vs. nivel de esfuerzos en pruebas de compresión triaxial y compresión unidimensional. Los puntos son datos de las pruebas (Marsal, 1972)

**Pruebas de laboratorio.** Los materiales de préstamo, producto de exploración, se llevan al laboratorio para determinar sus propiedades índice y mecánicas. Estos materiales contienen granos demasiado grandes para que sean ensayados directamente. Por lo general, se acepta que el tamaño máximo del grano no debe rebasar una sexta vez el diámetro de la probeta, por lo que ya está preestablecido el valor permisible del tamaño máximo del grano. A fin de que los materiales a ensayar cumplan con el requisito del tamaño del grano y sigan siendo representativos con respecto a sus propiedades en campo, se debe modificar la composición granulométrica de los mismos.

Se emplean dos formas para generar curvas granulométricas de laboratorio: por escalamiento y por acotamiento (figura 11.16), donde  $d_0$  es el tamaño máximo permisible del grano. El primer método disminuye los tamaños de granos conservando la proporción relativa entre diferentes fracciones, esto es, el coeficiente de uniformidad no se modifica con respecto a la curva granulométrica del campo. Como resultado, la curva granulométrica de laboratorio se desplaza horizontalmente con respecto a la de campo (figura 11.16). Este método produce una cantidad desproporcionada de componentes finos afectando la determinación de los parámetros de resistencia al corte porque es posible la generación de exceso en presión de poro. El segundo método, que es por acotamiento, trata de eliminar aquellas fracciones cuyo tamaño de granos sea mayor que el permisible en el laboratorio. El coeficiente de uniformidad ya no es igual antes y después del acotamiento. De nuevo, los materiales a ensayar tienen una cantidad mayor de componentes finos que en el campo; una solución es eliminar también alguna fracción de finos. Entre los dos métodos, el primero es adecuado para rocas duras y el segundo resulta conveniente en rocas blandas (Parkin, 1990a)

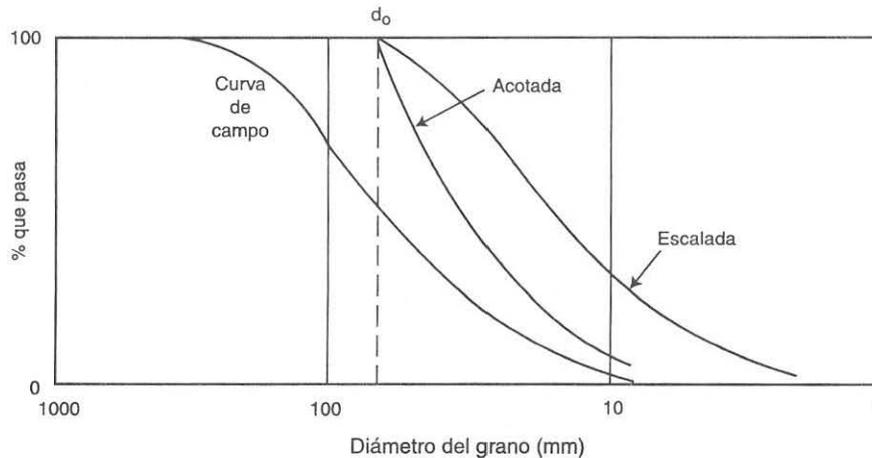


Figura 11.16 Curvas granulométricas de campo y de laboratorio, preparadas en laboratorio.

**Pruebas de terraplén.** Aunque en proyectos pequeños no es común programar pruebas de terraplén, es importante saber su significado sobre la definición de los parámetros de diseño. Los terraplenes de prueba se construyen con el objeto de definir la eficiencia del equipo de compactación que se haya indicado, así como la bondad de las especificaciones y procedimientos de construcción que se ordenen para obtener un buen comportamiento del material. En la referencia CNA (1990) se dan los pormenores del procedimiento de pruebas de terraplenes. Al finalizar la construcción del terraplén de prueba, se procede a hacer calas determinando el peso volumétrico seco y la humedad, así como el porcentaje de compactación y se construye una gráfica relacionado el número de pasadas y el porcentaje de compactación.

Es importante definir la composición granulométrica de los materiales del terraplén, determinando la distribución y el tamaño máximo de granos; estos parámetros son fundamentales para tomar en cuenta el efecto de escala ya que el comportamiento mecánico de los enrocamientos varía en función del peso volumétrico seco y el tamaño máximo de granos, como lo muestra la figura 11.17. Dado el tamaño máximo de granos, la resistencia al corte y el módulo de deformación se incrementa con el aumento del peso volumétrico seco; dado el peso volumétrico seco, ambos parámetros mecánicos disminuyen con el aumento del tamaño máximo de granos. Es posible, por lo tanto, que un buen comportamiento del material observado en el laboratorio se deteriore en el campo. En la actualidad, la interpretación de los resultados como el esquema mostrado en la figura 11.17 sigue siendo un tanto cualitativa y empírica, tomando en cuenta las experiencias documentadas en las presas construidas.

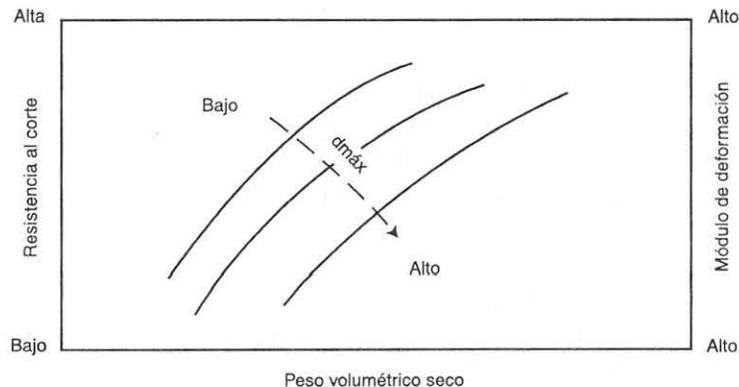


Figura 11.17 Esquema del comportamiento de enrocamientos compactados en función del peso volumétrico seco y tamaño máximo de granos ( $d_{máx}$ ).

**Pruebas de control de calidad.** Durante la construcción de la presa, se lleva a cabo un programa de control de calidad. Se determinan el peso volumétrico seco y humedad y, en consecuencia, el porcentaje de compactación. Las pruebas de granulometría son necesarias para definir el tamaño máximo de granos. Con base en estos datos, es posible cerciorarse que los parámetros del material definidos en el laboratorio y en pruebas de terraplén se verifiquen en la construcción. Las herramientas estadísticas son fundamentales para interpretar la dispersión de datos de campo. Por otro lado, es conveniente realizar otras pruebas de campo con el fin de poder medir más directamente algunos parámetros mecánicos de los materiales. Algunas de estas pruebas son de permeabilidad, de resistencia a la penetración, de placa o medición de velocidad de propagación de ondas. Las observaciones de los asentamientos durante la construcción también son de gran utilidad para determinar la rigidez de los materiales.

## 11.4 Suelos dispersivos

### 11.4.1 *Mecanismos*

Son suelos en que el estado fisicoquímico de su fracción arcillosa es tal que en presencia del agua relativamente pura las partículas individuales de arcilla se defloculan y se rechazan entre sí. Las arcillas que se encuentran en este estado son altamente susceptibles a erosión o tubificación bajo el flujo de agua. En la figura 11.18 se muestra el esquema de canales de erosión causados por lluvia en un dique arcilloso (Sherard *et al.*, 1972).

La importancia del fenómeno de arcilla dispersiva en la práctica de la ingeniería civil empezó a cobrar fuerza desde los años sesenta del siglo pasado, cuando se descubrieron que varias presas de tierra pequeñas fallaron debido a la tubificación en suelos de esta índole. Como las arcillas dispersivas no pueden identificarse por pruebas índice convencionales, tales como clasificación visual, granulometría o límites de Atterberg, un gran número de investigaciones se ha encaminado a establecer procedimientos para su identificación.

Es bien sabido que los limos no cohesivos o arenas muy finas son altamente susceptibles a la erosión. Este fenómeno, debido exclusivamente a efectos mecánicos, ocurre bajo condiciones de flujo de agua en que la velocidad del flujo, gradiente hidráulico y fuerzas de arrastre alcanzan magnitudes considerables. En cambio, las arcillas comunes por lo general se consideran resistentes a la erosión, salvo cuando el flujo de agua

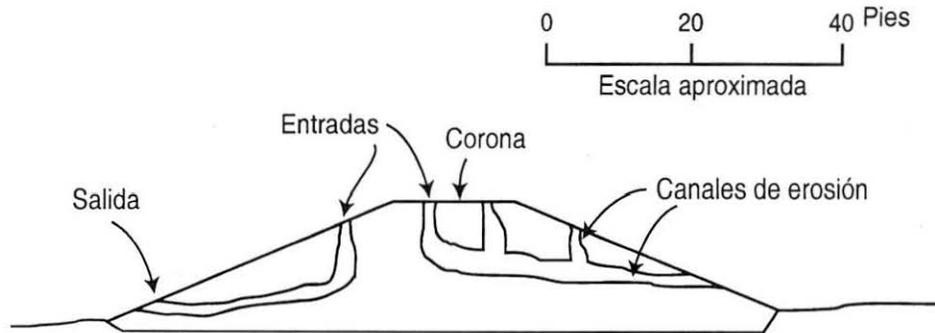


Figura 11.18 Detalles esquemáticos de túneles de erosión típicos, causados por lluvia en una sección severamente dañada de un dique arcillosos (Sherard *et al.*, 1972).

alcanza una velocidad igual o mayor a 1 m/seg. Sin embargo, el fenómeno de arcilla dispersiva normalmente tiene lugar bajo un flujo de agua de baja velocidad, por lo que la dispersión o erosión de estas arcillas tiene causas distintas que en suelos granulares. Estas causas pueden ser fisicoquímicas, físicas y mecánicas.

**Características fisicoquímicas.** La principal diferencia entre las arcillas dispersivas y aquellas resistentes a erosión radica en la naturaleza de los cationes en el agua de poro dentro de la masa del suelo. Las arcillas dispersivas tienen un contenido ponderado de sodios mientras las arcillas normales contienen una mayor proporción de cationes en calcio, potasio y magnesio en el agua de poro. La dispersión se presenta cuando se ven modificadas las condiciones químicas del agua con respecto a aquellas en que se han formado las arcillas.

Cuando la arcilla dispersiva está inmersa en el agua pura, la fracción arcillosa tiende a tener un comportamiento similar al de partículas granulares, esto es, las partículas arcillosas tienen un mínimo de atracciones electroquímicas y no pueden adherirse entre sí o estar ligadas con otras partículas de suelo. El flujo de agua de baja velocidad hace que las partículas individuales de arcilla, en forma laminar, tiendan a separarse y finalmente dejan que se las lleve el agua. La rapidez de erosión de estas arcillas puede ser mayor aún que la de arenas finas o limos.

**Características físicas.** Las arcillas dispersivas no están asociadas con algún origen geológico específico, pero se ha encontrado su presencia en arcillas formadas en el ambiente aluvial, depósitos de laguna, loess y depósitos en planicies de inundación. En algunas áreas, los depósitos marinos originados por argilita y lutita tienen sales en el agua de poro, por lo que los suelos producto de estos depósitos también son dispersivos. En áreas con topografía accidentada donde existen arcillas dispersivas, se pueden reconocer con facilidad zonas erosionables con un característico patrón definido por rasgos cortados como con sierra, hombro sinuoso y profundo, canales y túneles de reciente formación. En áreas planas y francamente onduladas, es difícil encontrar evidencias de arcillas dispersivas porque en la superficie se deposita un estrato de protección de arena limosa debajo del cual se esconden las arcillas dispersivas. La ausencia de evidencias de erosión superficial no necesariamente indica que no se tienen arcillas dispersivas.

Las arcillas dispersivas pueden ser de color rojizo, café, gris, amarillo o una combinación de estos colores. Los suelos de color negro que contienen materias orgánicas no son de carácter dispersivo. Se puede afirmar que no son dispersivos los suelos finos derivados del intemperismo de rocas ígneas y metamórficas, así como de calizas.

**Características mecánicas.** El estado fisicoquímico que tienen las arcillas dispersivas y el ambiente físico en que ellas se han formado pueden propiciar una erosión interna, la cual es producto de la combinación de varios factores: la característica dispersiva del material, el flujo de agua y la presencia de grietas preexistentes. Si las arcillas dispersivas se encuentran en una zona donde existen grietas, éstas se agrandan y se genera una erosión de magnitud mayor que cuando las arcillas no son dispersivas. El conducto generado por el arrastre de partículas de suelo se forma en el talud aguas arriba o en alguna zona interna donde el agua es abundante, y se propaga hacia aguas abajo. El arrastre de las partículas de suelo se refleja en la turbiedad del agua en la zona de aguas arriba o la de aguas abajo.

El flujo de agua favorece el arrastre y transporte de material y la propagación de grietas. La mayoría de las fallas asociadas con arcillas dispersivas ocurren durante el primer llenado. Si no se construyen filtros o éstos están mal diseñados, los materiales producto de la erosión probablemente no se detengan. Las intensas lluvias ocasionan la erosión superficial y los canales formados superficialmente pueden conectarse con los subsuperficiales produciendo una erosión más extensa. Las grietas pueden presentarse por diferentes causas: grietas por secado, grietas por asentamiento diferencial o saturación, y por lentes de alta permeabilidad en una masa de suelo francamente homogénea. Las condiciones propicias para una erosión interna también están presentes

en los contactos defectuosos entre el suelo y conductos, muros u otras estructuras de concreto, así como en la interfaz de una cimentación rocosa.

### 11.4.2 Identificación

Los métodos de identificación pueden ser de campo o de laboratorio. Los detalles sobre estas pruebas se encuentran en la referencia CNA (2000).

**Pruebas de campo.** Las pruebas de campo son una buena ayuda para una evaluación preliminar de las características dispersivas de los suelos. Sin embargo, se ha comprobado que la confiabilidad de estas pruebas es limitada y deberán usarse las pruebas de laboratorio para definir con mayor claridad el estado dispersivo de los suelos. Se cuenta actualmente con cinco tipos de pruebas de campo.

- Prueba de terrón sumergido. Se coloca una muestra de suelo adentro del agua y la dispersión del suelo se observa de acuerdo con la suciedad del agua.
- Prueba de caída. Se hacen caer gotas de agua sobre una muestra de arcilla. Por debajo de la muestra, se juntan el agua y productos de erosión en un vaso; por la suciedad de la mezcla reunida, se evalúa cualitativamente el grado de dispersión.
- Prueba de luz ultravioleta. Se lleva a cabo mezclando el acetato de zinc-uranio con un pedazo de suelo. Se observan visualmente la intensidad y cantidad de florescencia como un indicador del sodio contenido.
- Prueba de turbiedad. Es una prueba de hidrómetro modificada. Si el cociente de turbiedad es menor a 4 la muestra es por lo general dispersiva.
- Rasgos de erosión. Son causados por lluvia y flujo superficial en márgenes de río.

**Pruebas de laboratorio.** Se dispone en la actualidad de cuatro pruebas de laboratorio para la identificación de arcillas dispersivas. Se ha observado que existe una gran diferencia en cuanto a su erosionabilidad aun cuando los materiales tengan una apariencia visual idéntica o las propiedades índice sean iguales, y las muestras son tomadas de lugares cercanos con uno o dos metros de distancia entre sí.

- Prueba del terrón sumergido. El espécimen de suelo se coloca cuidadosamente dentro del agua destilada. Cuando el pedazo de suelo comienza a hidratarse, se observa la tendencia de que las partículas finas se defloculan quedando en suspensión. Los resultados de la observación se interpretan por grados de reacción.

- Prueba doble del hidrómetro. Se conoce también como prueba de dispersión del Servicio de Conservación del Suelo de EUA. La prueba consiste en comparar los porcentajes de las partículas de cierta muestra de suelo, los cuales se determinan en dos pruebas de hidrómetro. La primera es una prueba estándar en que la muestra de suelo se dispersa en agua destilada con defloculante químico y se sujeta a agitación mecánica fuerte en una batidora o licuadora. La otra prueba se realiza en una muestra de suelo idéntica que la prueba anterior, pero ahora en agua destilada sola, sin la agitación mecánica ni empleo de defloculantes químicos. Se define un porcentaje de dispersión como indicador del potencial de dispersión.
- Ensayo del orificio inyectado (*Pinhole test*). Fue desarrollado para la medición directa de la dispersibilidad de suelos finos compactados. En la prueba, el agua es forzada a fluir a través de un orificio pequeño en una muestra de suelo.
- Pruebas químicas. Desde el punto de vista químico, la presencia de sodio intercambiable contribuye significativamente al comportamiento dispersivo de las arcillas. Se utilizan cuatro parámetros para cuantificar la dispersividad del suelo: porcentaje de sodio intercambiable (ESP), relación de absorción de sodio (SAR), porcentaje de sodio y porcentaje de sales disueltas totales (TDS). Todos los símbolos son siglas en inglés.

### 11.4.3 Consideraciones de diseño para presas

**Presas La Escondita.** La presa ha sido reportada como la primera experiencia en México con suelos dispersivos. El dique en cuestión es de sección homogénea con taludes simétricos de 2:1 y una altura máxima de 6 m. Según el informe de SRH (1974), el banco de préstamo es la arcilla de mediana plasticidad cuya apariencia no muestra algún indicio que representa inquietud en su utilización. El terraplén se compactó con rodillo pata de cabra en capas de 20 cm y con ocho pasadas del rodillo. La obra llevó un 80% de avance hasta la fecha en que se presentó la falla. Durante la construcción nunca se notaron desperfectos tales como tubificaciones, formación monjes, deslaves, etc. Cuando empezó a llover con regularidad, sólo se manifestaron las chorreras clásicas que se presentan en los taludes en todo terraplén en épocas de lluvia. Se hizo notorio el desperfecto después de una intensa lluvia que alcanzó los 22.6 cm; se produjeron 45 tubificaciones incluyendo sus ramificaciones y siete fallas totales. En las figuras 11.19 y 11.20 se presentan las formaciones Monjes típicas en suelos dispersivos (SRH, 1976).

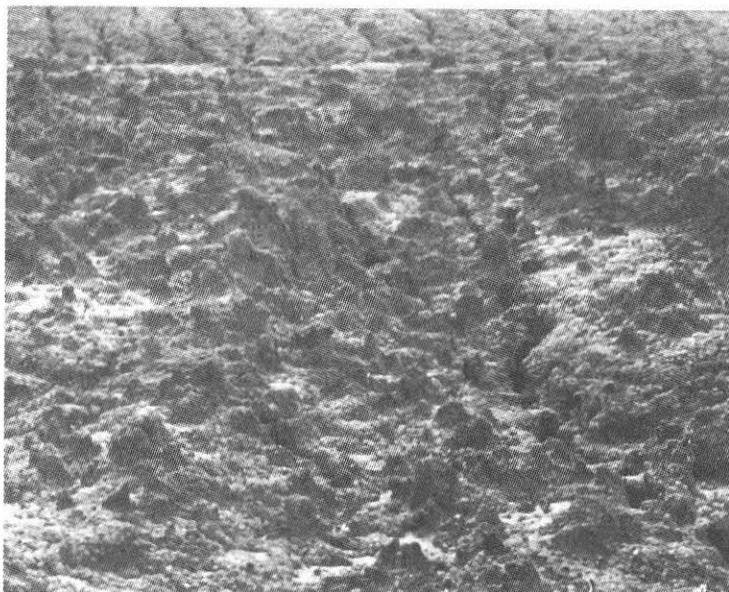


Figura 11.19 Detalle de la formación Monjes, I.

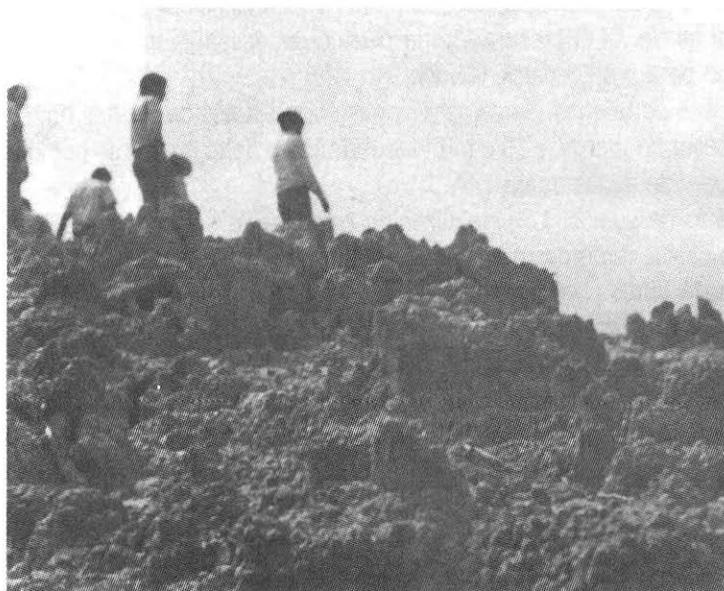


Figura 11.20 Detalle de la formación Monjes, II.

Según estudios de rayos X se trata de una arcilla del orden de las illitas. La prueba doble del hidrómetro indica una dispersión entre 36 y 86%, mostrando un nivel de erosión mayoritariamente alto. En la mayoría de las muestras de suelo, las pruebas químicas reportan las relaciones de ESP entre 13 y 32%; SAR, entre 12 y 34%, por lo que la dispersividad es media a alta. La relación entre el sodio y los sales también muestra la reacción a dispersión entre transición a alta. Las valiosas experiencias con la presa La Escondita resaltan la importancia de identificar oportunamente las arcillas dispersivas.

**Medidas de prevención y rehabilitación.** Atendiendo los mecanismos básicos de la dispersión, se ha utilizado una serie de acciones encaminadas a prevenir los riesgos de dispersión y tubificación. En algunos casos se han efectuado trabajos de rehabilitación en presas falladas. Las medidas principales se mencionan a continuación.

- Aumento del contenido de sales en el embalse. Cuando el embalse es pequeño, se colocan de manera regular, sales de calcio o sodio, así como yesos.
- Impermeabilización de la cara aguas arriba. Se procura evitar el contacto del agua del embalse con el suelo dispersivo. Se utilizan geomembranas u otros materiales impermeables tales como plásticos o hules. Las arcillas no dispersivas también sirven para tal fin. Si el presupuesto lo permite es deseable cubrir también la cara aguas abajo para protegerla de lluvias.
- Recubrimiento de taludes. Se colocan capas superficiales de arcillas no dispersivas con un espesor no menor a 20 cm. El recubrimiento debe realizarse por los lados de aguas arriba y de aguas abajo.
- Mejoramiento de suelos. La estabilización química de suelos dispersivos se logra mezclando cales, cementos o sulfatos de aluminio.
- Colocación de filtros. Los filtros eliminan o minimizan la migración de partículas finas bajo la percolación de agua. Como las partículas de suelos dispersivos son finas, los criterios de diseño son mucho más estrictos que en suelos granulares. Se ha establecido que los filtros tengan un  $D_{15} \leq 0.2$  mm pero lo más deseable es realizar directamente pruebas de laboratorio.
- Conservación frecuente. La inspección y trabajos de conservación deben ser más frecuentes que en otros tipos de material. Se debe prestar especial cuidado al comportamiento de la estructura cuando se registran lluvias intensas.

## 11.5 Suelos expansivos

### 11.5.1 Mecanismos

Los suelos expansivos son arcillas plásticas que por su alto contenido de minerales arcillosos, tales como montmorilonita y esmectita, experimentan grandes cambios de volumen al modificar su humedad; dichos suelos están caracterizados por un comportamiento cíclico de expansión y contracción al incrementar y reducir su contenido de agua, respectivamente. Hay que reconocer que todos los suelos cohesivos se expanden o contraen con el cambio de humedad. La diferencia entre los suelos comunes y los expansivos está en que los cambios de volumen en estos últimos llegan a alcanzar niveles que generan daños a las obras construidas sobre ellos.

Los mecanismos que inducen grandes cambios de volumen en suelos expansivos son múltiples y complejos, los cuales pueden integrarse, a grandes rasgos, en dos tipos: mecánico y fisicoquímico; ambos interactúan entre sí y son indispensables para que tenga lugar el fenómeno de expansión.

**Mecanismos mecánicos.** Los suelos expansivos siempre se encuentran en un estado de saturación parcial, para el cual los poros del suelo están llenos de aire y agua. El agua está sujeta a una presión de poro negativa que se conoce por *presión capilar* o *succión*. La succión total del suelo consiste en dos partes: succión mátrica o capilar y succión osmótica. La primera se debe principalmente al fenómeno de capilaridad, mientras la segunda, al efecto de sales sueltas en el agua de poro. La succión mátrica depende principalmente del tamaño de partículas del suelo, por lo que entre más fino sea el suelo, mayor succión se desarrolla. Para problemas geotécnicos, la importancia de la succión se refleja en dos aspectos: la capacidad de absorción del agua y las características del cambio volumétrico.

Los suelos con un potencial de succión mayor absorberán más cantidad de agua; los suelos finos tienen una mayor capacidad de absorción del agua que las arenas, independientemente del tipo y cantidad de minerales que contienen. Por otro lado, al humedecer el suelo, la disminución de la succión reduce también su esfuerzo efectivo, haciendo que el suelo logre una recuperación elástica.

La magnitud de la expansión y contracción depende de la humedad inicial. Durante el proceso de saturación, se liberará una mayor succión en suelos secos, lo que trae como consecuencia una mayor recuperación elástica; los suelos húmedos, en cambio, expanden menos.

**Mecanismos fisicoquímicos.** La succión está presente en todos suelos cohesivos no saturados, pero no todos de ellos son expansivos. La succión por sí sola no explica el gran cambio de volumen que se presenta en suelos expansivos, por lo que el mecanismo fisicoquímico no debe menospreciarse. Los suelos expansivos tienen la capacidad de absorber grandes cantidades de agua, las cuales generan un hinchamiento en la masa del suelo. Desde el punto de vista mineralógico, dicha capacidad de absorción del agua y su respectivo cambio de volumen dependen del tipo y cantidad de minerales arcillosos y sus iones intercambiables, así como el contenido y la estructura interna de electrolitos en la fase líquida. La montmorilonita es uno de los minerales arcillosos que tiene mayor capacidad de intercambio catiónico.

Las condiciones de saturación parcial, como el contenido de minerales coloidales, son indispensables para que suceda el fenómeno de suelo expansivo. Un suelo no saturado sin montmorilonita, tal como la mayoría de los suelos cohesivos, no tiene problemas de expansión; igualmente, una arcilla saturada, aun con alto contenido de montmorilonita, no tiene problemas similares a los que tienen los suelos expansivos.

### 11.5.2 Identificación

Los métodos de identificación pueden ser de campo o de laboratorio. Los detalles sobre estas pruebas se encuentran en la referencia CNA (2000).

**Identificación en campo.** Algunos indicadores de la presencia de los suelos expansivos son:

- a) Grietas de secado. Las grietas aparecen en la superficie de terreno durante periodos de sequía, con un arreglo geométrico del tipo poligonal, frecuentemente de gran dimensión. La resistencia del suelo seco es alta.
- b) Plasticidad. Es relativamente fácil hacer un rollo sin tritararlo.
- c) Espejos de fricción. Las superficies de suelos recientemente expuestas al aire muestran abundantes fisuras y espejos de fricción.
- d) Textura. Los suelos son resbalosos y tendientes a pegarse a zapatos o llantas de vehículos cuando están húmedos.
- e) Daños estructurales. La observación de grietas y distorsiones en las estructuras vecinas indican el potencial de expansión.

**Métodos mineralógicos.** La composición mineralógica tiene una influencia fundamental sobre el potencial expansivo de suelos. Las cargas eléctricas negativas

existentes en la superficie de minerales arcillosos, la resistencia de ligas entre capas y la capacidad de intercambio catiónico contribuyen al potencial expansivo. Es posible identificar la expansividad de las arcillas al conocer su constitución mineralógica. Se dispone de varias técnicas, tales como difracción rayo X, análisis térmico diferencial, análisis químico y microscopio electrónico. Para una identificación confiable se deben usar varios métodos al mismo tiempo.

**Métodos indirectos.** Se han desarrollado varios métodos de acuerdo con sus propiedades índice para clasificar los suelos expansivos. Para este fin, se han utilizado el límite de contracción, índice de plasticidad, límite líquido y porcentaje de partículas finas.

**Métodos directos.** La expansión se puede estimar por un ensayo parecido al de consolidación, en el cual se pueden obtener tres tipos de parámetros de suelo en cuanto a su expansividad: expansión libre, expansión bajo presión confinante y volumen constante.

- Prueba de expansión libre. Se lleva a cabo saturando la muestra antes de aplicar la carga permitiendo la expansión vertical. Posteriormente, la muestra se somete a varios incrementos de carga hasta que se recupere su relación de vacíos que se tenía antes de la saturación.
- Prueba de expansión bajo presión confinante. Se lleva a cabo aplicando la carga antes de saturar la muestra. Se mide la deformación de la muestra saturada. Esta deformación puede resultar una expansión o una contracción, dependiendo de la magnitud de la presión aplicada.
- Prueba de volumen constante. Después de haber aplicado una presión inicial, comúnmente equivalente a la de confinamiento en campo, se registra la altura de la muestra, la cual se toma como referencia. Se satura la muestra que tiende a expandirse o contraerse; se incrementa o se reduce la presión para lograr que la altura de la muestra sea la misma que la que se tomó como referencia.

### ***11.5.3 Consideraciones de diseño para presas***

En varios países, se han reportado experiencias en el uso de suelos expansivos para construir presas de tierra y enrocamiento; China es uno de ellos. Según un estudio

realizado en 1980, se han construido en China unas 24 presas, 18 de ellas son de sección homogénea y el resto tiene el corazón impermeable. Con suelos altamente expansivos, se han construido solamente secciones homogéneas con una altura máxima de hasta 15 m. En suelos de expansividad media, las secciones homogéneas llegan a tener una altura máxima de 30 m y las cortinas de corazón impermeable, hasta los 67 m. A continuación se presentan algunas conclusiones derivadas de estas experiencias (Liu, 1997).

**Uso de suelos expansivos en presas.** Tomando en cuenta precauciones necesarias en el diseño y construcción, los suelos expansivos pueden utilizarse para la construcción de presas, sea de sección homogénea o con corazón impermeable. La resistencia al corte de estos suelos está dentro de los rangos aceptables si la presión de confinamiento no es excesivamente baja. Su permeabilidad es baja, entre  $10^{-8}$  cm/seg. Aunque la expansión del suelo incrementa la permeabilidad la mayor parte del terraplén está impedida a expandirse de considerable magnitud y, en consecuencia, la permeabilidad del terraplén no se altera notablemente. Ocasionalmente los suelos expansivos tienen características dispersivas, por lo que se requiere determinar su potencial de dispersión.

**Consideraciones especiales.** Se han acumulado experiencias sobre el diseño de presas constituidas por arcillas expansivas. A continuación se presentan algunas recomendaciones.

- Colocación de materiales. Los suelos expansivos colocados en las últimas capas de compactación son más susceptibles al agrietamiento y deslizamiento superficial y deben tener un tratamiento adecuado. En estas capas superficiales se pueden mezclar suelos expansivos con aquéllos de bajo potencial de expansión. Estos mezclados pueden colocarse cubriendo toda la cara del terraplén (figura 11.21a) o sobrelevando solamente la corona (figura 11.21b). El espesor del material tratado varía entre 2 y 4 m dependiendo del nivel del potencial de expansión. Por lo general, es conveniente colocar una cubierta completa en secciones homogéneas y una capa sobre la corona en presas con corazón impermeable.
- Taludes. Los corazones impermeables formados por suelos expansivos pueden diseñarse de manera similar que en suelos no expansivos. En presas de sección homogénea, se deben diseñar taludes más tendidos en comparación con taludes de suelos no expansivos. Esto se debe a la baja resistencia al corte de suelos expansivos y al hecho de que se han observado deslizamientos superficiales en presas de suelo

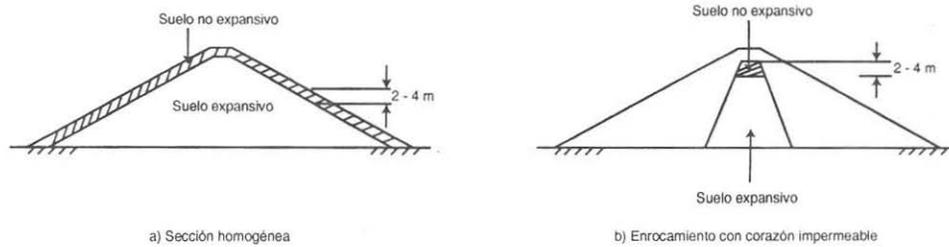


Figura 11.21 Colocación de suelos expansivos en el terraplén.

expansivo. El ancho de la corona debe aumentarse y el valor mínimo es de 4 a 5 m. Las bermas, si existen, también deben aumentar su ancho.

- **Análisis de estabilidad.** La resistencia al corte de suelos expansivos no es constante, lo que contrasta con suelos arcillosos no expansivos. La resistencia al corte depende del potencial de expansión, cambio de humedad y nivel de esfuerzo de confinamiento. En zonas de gran profundidad donde la presión de confinamiento es alta, la resistencia no se reduce por el efecto de humedecimiento; en el otro extremo, si el talud no tiene protección superficial, la resistencia en la cara del talud es prácticamente nula. El análisis de estabilidad debe considerar la variación del parámetro de resistencia en diferentes zonas de la cortina.
- **Protección de talud y drenaje.** La protección de taludes ayuda a mitigar efectos destructivos de la erosión superficial, aumentar la estabilidad superficial de taludes y fortalecer la capacidad en contra del agrietamiento. Los drenajes exteriores e interiores del terraplén también son importantes para los mismos fines.
- **Compactación.** Entre varios criterios el más usual es el que el suelo expansivo se compacta para una humedad más alta que la óptima y un peso volumétrico bajo, dando como resultado un bajo potencial de expansión, alta contracción y baja resistencia al corte. Sin embargo, como se explica anteriormente, un terraplén, aun constituido de un solo material, no se expande en la misma magnitud. La zona más profunda tiene menos capacidad de expansión, por lo que no debe compactarse usando los mismos criterios para suelos expansivos. A fin de lograr la economía de la obra, es preferible compactar la parte profunda del terraplén aplicando criterios para suelos no expansivos, esto es, usando la humedad óptima y peso volumétrico seco alto. La parte superficial se debe compactar usando criterios establecidos para suelos expansivos.

## 11.6 Otros suelos

### 11.6.1 Suelos colapsables

**Mecanismos.** Los suelos colapsables son suelos no saturados que experimentan, cuando están sujetos a saturación, un reajuste de sus partículas y un excesivo decremento en su volumen con o sin la aplicación de cargas externas. Los problemas de suelos colapsables no se presentan únicamente en ambientes desérticos, sino también pueden encontrarse en otros entornos geológicos; los suelos compactados que se consideran estables pueden ser colapsables dependiendo del intervalo en la aplicación de carga y otros factores. De hecho, cualquier suelo no saturado que no contenga minerales expansivos abundantes puede tener características colapsables.

Este tipo de suelo tiene mayor importancia en obras hidráulicas que en otras obras civiles, ya que aquéllas siempre tienen que interactuar con el agua, cuya presencia constituye el problema primordial. Asimismo, hay que tener en cuenta que el cambio climatológico que se ha experimentado en muchas partes del mundo ha modificado las condiciones hidrológicas de los diferentes sitios, pues en zonas áridas se presentan periodos de sequía prolongados que preceden lluvias escasas, pero a veces torrenciales; en zonas húmedas, los depósitos sedimentados producto de inundaciones recientes pueden formar zonas de peligro potencial para periodos de tormenta futuros. Los suelos colapsables son altamente inestables ante estos fenómenos extremos.

Al humedecerse, los suelos compactados pueden tener un comportamiento expansivo o colapsable, dependiendo principalmente del intervalo de carga y del tipo de suelo. En los suelos arenosos o limosos compactados, casi siempre se presenta una tendencia a la reducción de volumen. Para otros suelos, si la carga aplicada es pequeña, los suelos se expanden al saturarse; por lo que se puede definir una carga de expansión que sirva como una frontera que marca la tendencia al cambio de volumen: si la carga aplicada es mayor que ella, los suelos experimentan reducción de volumen. Al ser más plástico el suelo con un mayor contenido de arcilla, la carga de expansión es mayor y el suelo es menos colapsable. De acuerdo con este comportamiento, se puede esperar de un terraplén compactado que experimente expansión en la capa superficial y colapso a grandes profundidades. El grado de compactación también influye en el comportamiento del suelo. Si este está compactado con un contenido de agua menor que el óptimo y una baja densidad, el potencial de colapso es alto. A manera de ejemplo, en la figura 11.22 se presenta el registro de asentamientos causados por la saturación en la presa Dix River (Nobari y Duncan, 1972).

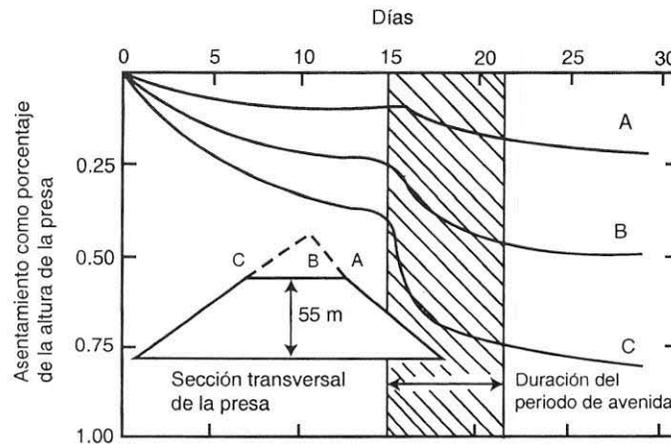


Figura 11.22 Asentamiento de la presa Dix River durante el periodo de avenidas (Nobari y Duncan, 1972).

**Identificación.** Los métodos de identificación pueden ser de campo o de laboratorio. Los detalles sobre estas pruebas se encuentran en la referencia CNA (2000).

- Método de campo. Se toma una muestra de suelo y se divide en dos partes. Se satura una de las dos con agua y se comparan ambas. Si en la porción saturada se observa una reducción en su volumen, el suelo puede ser colapsable.
- Propiedades índice. Se han desarrollado varios métodos de acuerdo a sus propiedades índice para identificar suelos colapsables. Para ello, se han utilizado la relación de vacíos, límite líquido, peso específico seco, índice de plasticidad, así como contenido de finos.
- Prueba de consolidación. Una identificación más confiable se tiene llevando a cabo una prueba de consolidación.

### 11.6.2 Suelos licuables

**Mecanismos.** El término licuación se utiliza para describir una gran variedad de fenómenos que se relacionan con el cambio del estado sólido al líquido en suelos granulares saturados. Dicho cambio es acompañado por un aumento en la presión de poro y disminución en los esfuerzos efectivos, así como la consecuente reducción de

rigidez y resistencia al corte, condiciones que pueden ocurrir bajo la acción de cargas monotónicas, transitorias o repetidas. La licuación generalmente se manifiesta por agitación, volcán de arena, falla por flujo, movilidad cíclica u otras evidencias. Para que se presente cualquiera de estos fenómenos son indispensables las dos condiciones siguientes: que el suelo sea granular y que la presión de poro sea alta. Los pormenores sobre los mecanismos de licuación se pueden encontrar en CNA (2000).

**Identificación preliminar.** La identificación preliminar del potencial de licuación puede llevarse a cabo mediante uno de los tres siguientes métodos o una combinación de ellos.

- Datos históricos. Las evidencias de licuación en zonas cercanas a fuentes de sismos pasados son de gran ayuda para detectar sitios susceptibles.
- Datos geológicos. Los depósitos de suelo susceptibles a la licuación están formados dentro de un intervalo relativamente estrecho de entornos geológicos. El ambiente de depositación, entorno hidrológico y edad de un suelo afectan su potencial de licuación.
- Propiedades índice. Como la causa fundamental del fenómeno es la generación del exceso en la presión de poro y la dificultad de su disipación, es obvio que las propiedades índice tales como el tamaño y la forma de partícula así como la distribución granulométrica afectan el potencial de licuación. También se han observado casos de licuación en limos no plásticos.

**Identificación detallada.** Los detalles sobre los métodos de identificación detallada se encuentran en la referencia CNA (2000).

- Método de esfuerzo estático. Está basado en el análisis de estabilidad estática, utilizando los parámetros de resistencia correspondientes a la del estado estable. La resistencia en el estado estable puede determinarse en el laboratorio y en el campo. En el campo dicha resistencia se especifica usando resultados de prueba de penetración estándar y correlaciones empíricas.
- Método del esfuerzo cíclico. Entre todos los métodos de identificación, el del esfuerzo cíclico es el más usado. Consiste en determinar el estado de esfuerzo inicial o estático antes del sismo, el esfuerzo cíclico generado durante el sismo y la resistencia cíclica. Con base en estos datos, se determina el factor de seguridad contra la licuación. La resistencia cíclica se determina en el laboratorio o campo. En el campo, se utilizan pruebas de penetración estándar, pruebas de cono o medición de velocidad de propagación de ondas.

## 11.7 Resistencia a la tensión de materiales térreos

La geometría de un terraplén, el contorno de sus fronteras y las condiciones de carga a que está sometido hacen que se presentan dentro de su cuerpo zonas de tensión, particularmente en las periferias donde se acentúa el arqueado de esfuerzos y/o donde los esfuerzos de confinamiento son bajos. Por ejemplo, en la corona se observan a menudo agrietamientos superficiales que se propagan en direcciones paralelas o perpendiculares al eje de la cortina. Sin embargo, comparadas con las resistencias al corte, las resistencias a la tensión de los suelos son poco conocidas.

El comportamiento de los suelos bajo tensión puede describirse mediante criterios de falla de Mohr-Coloumb o de Griffith. Los resultados experimentales indican que el primer criterio sobrestima la resistencia a la tensión y el segundo, subestima la resistencia cohesiva. A fin de superar estas dificultades y en el contexto de discutir el comportamiento de fracturas en rocas, Brace (1960) modificó el criterio de Griffith identificando tres distintos criterios de falla. En la figura 11.23 se muestran las tres zonas de falla. La muestra de roca o suelo está sujeta a un esfuerzo de compresión  $\sigma_c$  en una dirección y el esfuerzo de tensión  $\sigma_t$  en la otra perpendicular a la primera. Los esfuerzos en tensión son negativos. Las tres zonas de falla son: 1) falla por tensión, 2) falla por modo mixto y 3) falla por cortante. En las tres zonas se puede determinar experimentalmente la resistencia a la tensión  $T_0$  que es un valor positivo. En la zona de falla por tensión, la resistencia a la tensión se determina en la prueba de tensión uniaxial por lo que se tiene

$$T_0 = -\sigma_t \quad (11.16)$$

En la zona de falla por cortante, la resistencia a la tensión se define en una prueba de compresión triaxial no consolidada, no drenada, mediante la siguiente expresión:

$$4T_0 = (\sigma_c - \sigma_t)\sqrt{1 + \mu^2} - (\sigma_c + \sigma_t)\mu \quad (11.17)$$

donde  $\mu$  = Coeficiente de fricción entre los labios de la abertura de la grieta. Si la prueba se realiza sin confinamiento lateral, el modo de falla es de compresión no confinada; la resistencia se deduce de la expresión anterior haciendo  $\sigma_t = 0$ ,

$$4T_0 = \sigma_c \left( \sqrt{1 + \mu^2} - \mu \right) \quad (11.18)$$

Se puede observar que el criterio de falla por cortante es similar al de Mohr-Coulomb con la sola modificación en la definición de la cohesión. Los criterios definidos por las ecs. (11.17) y (11.18) son de gran utilidad en la práctica, pues nos permiten definir la resistencia a la tensión a través de pruebas rutinarias de resistencia al corte sin necesidad de llevar a cabo pruebas de tensión directa.

Una prueba equivalente a la de tensión uniaxial es la prueba de extensión triaxial, en la que se puede medir directamente la resistencia a la tensión. La prueba se realiza de modo similar a lo que convencionalmente se hace en pruebas triaxiales, con la salvedad de que el estado de esfuerzo producido durante la etapa de falla es ahora de extensión y que el cilindro del suelo sufre una contracción lateral. Bishop y Garga (1969) han efectuado este tipo de pruebas en arcillas provenientes de la ciudad de Londres. La prueba es drenada; se mantiene constante la presión lateral (esfuerzo principal mayor) y se decrecienta la carga axial (esfuerzo principal menor) hasta que el suelo llegue a la falla y la carga axial correspondiente es la resistencia a la tensión. En la figura 11.24 se muestran los círculos de Mohr para diferentes presiones de confinamiento; como las presiones de confinamiento son pequeñas (0.21 a 0.70 kg/cm<sup>2</sup>) la resistencia a la tensión es prácticamente constante (-0.34 a -0.27 kg/cm<sup>2</sup>). A fin de verificar la validez del criterio de Griffith-Brace, se ha medido la resistencia no confinada que es igual a 1.96 kg/cm<sup>2</sup>. Con el parámetro de  $\mu = \tan(18.5^\circ)$  y  $\tan(30^\circ)$ , se obtienen las resistencias respectivamente 0.35 y 0.27 kg/cm<sup>2</sup>; estos valores son muy similares a los medidos en la prueba de extensión triaxial, mostrando la utilidad del criterio de Griffith-Brace en suelos.

Para el diseño de bordos y presas, es de mayor interés el comportamiento de tensión en suelos no saturados. Peters y Leavell (1989) realizaron una serie de pruebas en arcillas limosas de Vicksburg. Los suelos ensayados se han compactado con diferentes presiones de compactación. Los resultados obtenidos en pruebas de tensión uniaxial se muestran en la figura 11.25 como función del contenido de agua y presión de compactación. Se han observado que en todos los casos la falla ocurre como una fractura plana perpendicular al eje longitudinal de la muestra de suelo. La resistencia a la tensión es gobernada principalmente por el contenido de agua relativo al óptimo. Dicha resistencia decrece conforme se incrementa el contenido de aguas hasta el óptimo y entonces sufre una reducción abrupta para contenidos de agua superiores al óptimo.

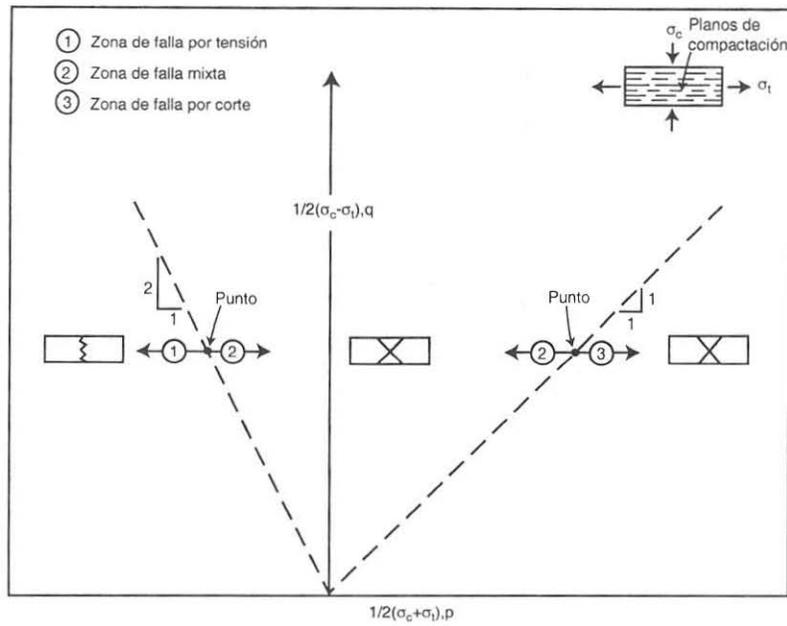


Figura 11.23 Zonas de falla según el criterio de Griffith-Brace (Peters y Leavell, 1989).

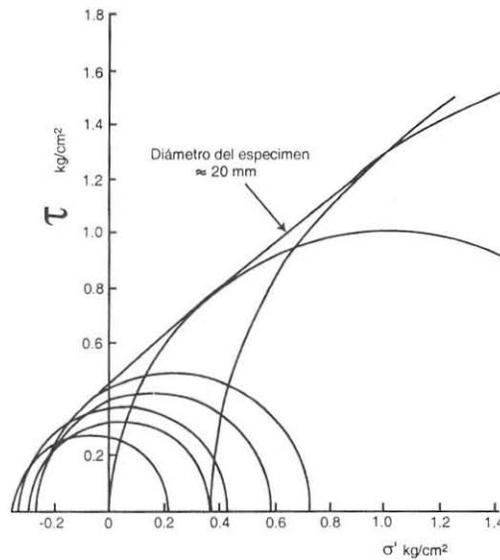


Figura 11.24 Pruebas de extensión triaxial en arcillas de Londres (Bishop y Garga, 1969).

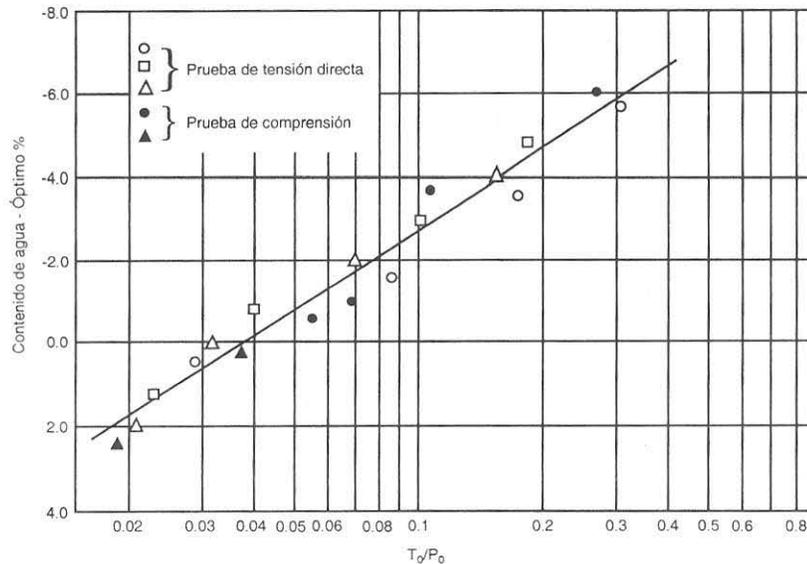


Figura 11.25 Resistencia a la tensión en arcillas limosas de Vicksburg (Peters y Garga, 1989).

## Referencias

Alberro, J. A. y Gaziev, E. (2000) "Resistencia y deformabilidad de los enrocamientos". *Mem. XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Oaxaca. 1, 95-108.

Atkinson, J. H. (1993) *Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations*. McGraw-Hill Book Co., London.

Bishop, A. W. Y Garga, V. K. (1969). "Drained Tension Tests on London Clay", *Geotechnique*, 19(2), 309-313.

Brace W. F. (1960) "An Extension of the Griffith Theory of Fracture to Rock", *Journal of Geophysical Research*, 65, 3477.

Brauns, J. (1990) "Filters and Drains". Capítulo 10 de *Advances in Rockfill Structures*. Ed. Por E. Maranha das Neves, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

Charles, J. A: (1990a) "Laboratory Shear Strength Tests and the Stability of Rockfill Slopes". Capítulo 4 de *Advances in Rockfill Structures*. Ed. Por E. Maranha das Neves, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

Charles, J. A: (1990b) "Laboratory Compression Tests and the Deformation of Rockfill Structures". Capítulo 5 de *Advances in Rockfill Structures*. Ed. Por E. Maranha das Neves, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

CNA (1990) *Mecánica de suelos, Instructivo para ensayos de suelos*. Comisión Nacional del Agua. México.

CNA (2000), *Manual de geotecnia en suelos inestables*. Comisión Nacional del Agua. México.

De Mello, V.F.B. (1977). "Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams". *Geotechnique*, 27(3), 281-354.

Duncan, J. M. y Chang, C.-Y. (1970) "Non-linear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 96 (SM5).

Duncan, J. M, Byrne, P., Wong, K. S. Y Mabry, P. (1980) *Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses. Report UCB/GT/80-01*, University of California, Berkeley.

Kondner, R. L. (1963) "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 89(SM1), 115.

Liu, Te-Hong, (1997) *Suelos expansivos en la práctica ingenieril*. Editorial Industria de Construcción China, Beijing.

Marsal, R. J. (1965) "Discusión de la sesión III", *Proc. VI International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Canadá.

Marsal, R. J. (1969) "Rotura de partículas en suelos granulares gruesos". *VII International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Special session 13, Mexico City, Mexico.

Marsal, R. J. (1972) *Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas*. Publicación núm. 306. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.

Marsal, R. J. (1974). *Presas pequeñas, notas sobre diseño y construcción*. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Novac, P., Moffat, A. I. B. Y Nalluri, C. (1996) *Hydraulic Structures*, 2<sup>nd</sup>. Ed. E & FN SPON. London.

Parkin, A. K. (1990a) "Rockfill Modelling". Capítulo 3 de *Advances in Rockfill Structures*. Ed. Por E. Maranha das Neves, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

Parkin, A. K. (1990b) "Creep of Rockfill". Capítulo 9 de *Advances in Rockfill Structures*. Ed. Por E. Maranha das Neves, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

Peters, J. F. y Leavell, D. A. (1988). "Relationship Between Tensile and Compressive Strength of Compacted Soils". *Advanced Triaxial Testing of Soils and Rocks*, ASTM STP 977, eds por R. T. Donaghe, R. C. Chaney y M. L. Silver, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 169-188.

SRH (1974). *Primera experiencia en México con arcillas dispersivas*. 2<sup>a</sup> ed. Secretaría de Recursos Hidráulicos. México D. F.

SRH (1976). *Grandes presas para pequeño y mediano riego en México*. Secretaría de Recursos Hidráulicos. México D. F.

Sherard, J. L. (1967). "Earthquake Considerations in Earth Dam Design", *J. Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 93(SM4), 377.

Sherard, J. L., Decker, R. S. Y Ryker, N. L. (1972). "Piping in Earth Dams of Dispersive Clay". *Proc. Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, ASCE, vol.1, part 1, 589-626.

SJMS (1990). Compactación in situ de enrocamientos. *Sociedad Japonesa de Mecánica de Suelos*.

USBR (1961). *Design of Small Dams*, US Government Printing Office, U. S. Bureau of Reclamation, Washington.

# 12 CONTROL DEL FLUJO DE AGUA

Raúl Flores Berrones

## 12.1 Introducción

Existen tres causas importantes relacionadas con las fallas producidas en presas de tierra y bordes debido al flujo del agua. La principal de ellas se debe al fenómeno de tubificación, el cual ha originado la tercera parte de las fallas que han ocurrido en las presas de tierra construidas en todo el mundo; este fenómeno se debe a la remoción y arrastre de partículas del suelo a través de conductos que se forman dentro del cuerpo de la cortina o su cimentación, como consecuencia de las fuerzas originadas por el flujo del agua. La segunda causa se refiere a la subpresión que el agua ejerce sobre la cimentación de una cortina o bordo, y a la inestabilidad de taludes debido a las fuerzas de flujo. Finalmente, la tercer causa de falla se puede deber al exceso de fuga de agua.

Los métodos más comunes para resolver estos problemas del flujo del agua son: a) selección adecuada de los materiales de construcción, b) reducción de flujo del agua mediante un diseño óptimo que tome en cuenta las condiciones geológicas del sitio de la cortina y la permeabilidad de los materiales de la cimentación, c) control estricto de la compactación y demás especificaciones de diseño durante el proceso constructivo, a manera de tener secciones homogéneas, d) utilización de zonas de transición entre materiales de diferentes granulometría, en combinación con el diseño y construcción de filtros graduados, e) empleo de drenes de alivio que permitan la disminución y control de las presiones del agua. Generalmente se utiliza en la práctica la aplicación de una combinación de todos estos métodos.

En este capítulo se describen con mayor amplitud cada uno de los métodos mencionados, haciéndose énfasis en aquellos relacionados a los métodos (b), (d) y (e) señalados en el párrafo anterior. Se hace también un análisis de la fuerza de flujo del agua y su aplicación en el estudio de la estabilidad de un talud sometido a dicha fuerza.

Finalmente se dan algunas recomendaciones para dar seguimiento a cualquier eventualidad que puede ocurrir al momento que la presa o bordo entre en operación.

## 12.2 El fenómeno de la tubificación

Este fenómeno se presenta cuando las fuerzas resistentes a la erosión interna son menores que las fuerzas del flujo de agua que tiende a producirla, de manera que las partículas de suelo son removidas y llevadas por la corriente.

La fuerza resistente depende de la cohesión, del efecto de *amarre* entre las partículas de suelo, del peso de éstas, y del filtro aguas abajo, si existe. El cuadro 12.1, dado por Sherard *et al.*, 1967, muestra la resistencia de diferentes tipos de suelo a la tubificación; como en dicha tabla se puede observar, los suelos más susceptibles a la tubificación son las arenas finas uniformes, mal compactadas, mientras que los de mayor resistencia son las arcillas de alta plasticidad.

Cuadro 12.1 Relaciones empíricas entre la resistencia a la tubificación y el tipo de suelo (Sherard *et al.*, 1967). La resistencia está mostrada en forma decreciente.

Resistencia mayor a la tubificación	1. 2. 3.	Arcilla de alta plasticidad, bien compactada. Arcilla de alta plasticidad, mal compactada. Arena gruesa bien graduada o mezclas de arena-grava empacadas en arcilla de mediana plasticidad, bien compactada.
Resistencia intermedia a la tubificación	4. 5.	Arena gruesa bien graduada o mezclas de arena-grava empacadas en arcilla de mediana plasticidad, mal compactada. Mezclas de gravas-arenas-limos bien graduados sin cohesión ( $IP < 6$ ), bien compactados.
Mínima resistencia a la tubificación	6. 7. 8.	Mezclas de gravas-arenas-limos bien graduados sin cohesión ( $IP < 6$ ), mal compactados. Arenas finas sin cohesión muy uniformes, bien compactadas. Arenas finas sin cohesión muy uniformes, mal compactadas.

Este problema se puede iniciar en cualquier grieta causada por asentamientos diferenciales de la cortina, temblores o grietas de tensión, agujeros dejados por raíces y troncos podridos, e incluso por hoyos o madrigueras de roedores.

La tubificación tiende a producirse en los sitios donde el gradiente de salida de agua es mayor. La localización de esos sitios se puede identificar fácilmente mediante el método de las redes de flujo, explicando ampliamente en otras publicaciones (ver por ejemplo E, Juárez Badillo, 1974 y R. Flores Berrones, 2000). La figura 12.1 muestra que la zona crítica del flujo de agua que pasa a través de un bordo, ocurre sobre el talud aguas abajo, cerca del pie del talud.

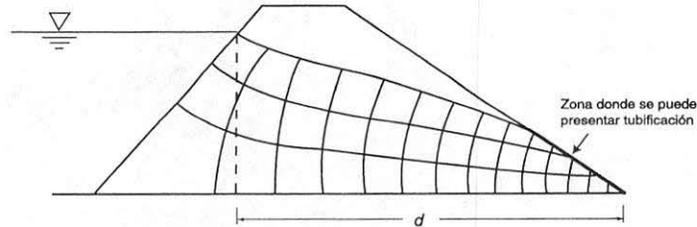


Figura 12.1. Ejemplo de red de flujo a través del cuerpo de una presa de sección homogénea.

Un ejemplo de este tipo de tubificación lo encontraremos en la presa La Escondida, estado de Tamaulipas (ver figuras 12.2 y 12.3) y otro más en la presa Teton, Idaho, EUA, donde la falla completa de la cortina se produjo en el lapso de unas cuantas horas (figuras 1.12, 1.13 y 1.14).

En el caso del flujo a través de la cimentación de una presa como la mostrada en la figura 12.4, la zona crítica se encuentra al pie de talud.



Figura 12.2 Vista de los conductos después de la falla de la presa La Escondida, Tamaulipas.



Figura 12.3 Detalle de uno de los conductos observados de la presa La Escondida, Tamaulipas.

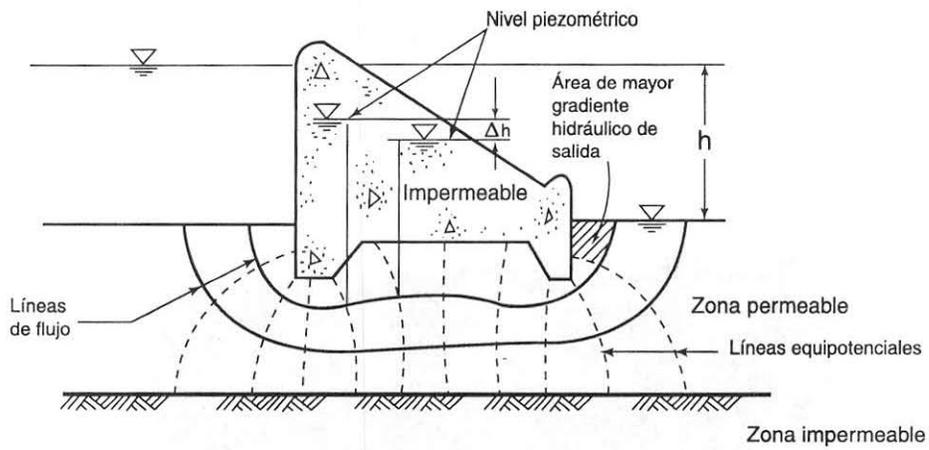


Figura 12.4. Red de flujo en el terreno de cimentación de una presa.

Ejemplo de fuertes filtraciones al pie del talud se puede ver en las figuras 12.5, 12.6 y 12.7, las cuales corresponden a la presa El Molinito en el Estado de Sonora (F. Trujillo, 2001).



Figura 12.5 Filtraciones en la rampa y pie de la cortina en la presa El Molinito, Sonora.



Figura 12.6 Filtraciones a 3 m aguas abajo del pie de la cortina, El Molinito, Sonora.



Figura 12.7 Filtración vertical ascendente al pie de la cortina, presa El Molinito, Sonora.

La figura 12.8 muestra un ejemplo de red de flujo que pasa tanto a través del terraplén de la cortina, como de la cimentación. Este fue el caso que se presentó en el bordo sur que protege a la ciudad de Tamuín, SLP, del río Tambaon (R. Flores Berrones, 1993).

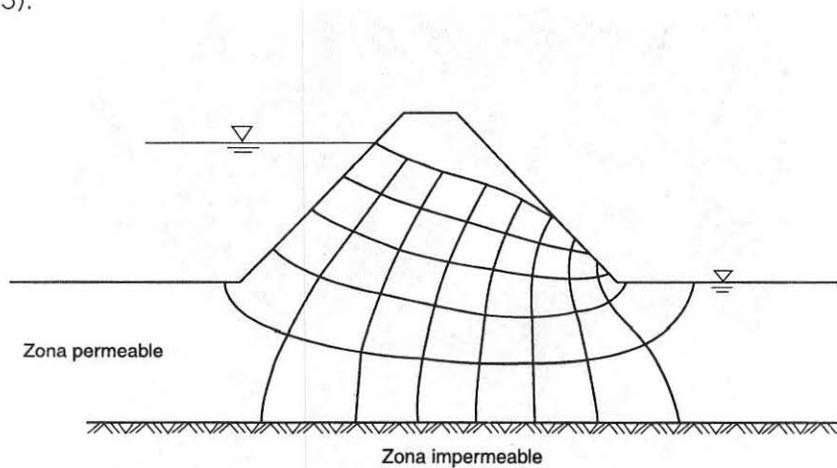


Figura 12.8. Red de flujo a través de un terraplén y su cimentación, considerando una misma permeabilidad en ambos elementos.

Otros sitios donde con frecuencia la tubificación se inicia son los contactos entre los miembros estructurales rígidos de la cortina y los materiales de suelo susceptibles a erosionarse, especialmente si estos últimos se encuentran sueltos o mal compactados. Por esta razón muchas fallas de presas se han originado a lo largo de las tuberías que atraviesan la cortina o a lo largo de las paredes de los vertedores. Este problema se presentó precisamente en la presa El Batán, localizada cerca de la ciudad de Querétaro; las figuras 12.9 y 12.10 muestran una planta y una sección transversal de la cortina donde se puede observar la posible trayectoria de la tubificación, misma que se manifestó en el flujo de agua que salía junto a la obra de toma, con un alto contenido de material de arrastre proveniente del corazón impermeable.

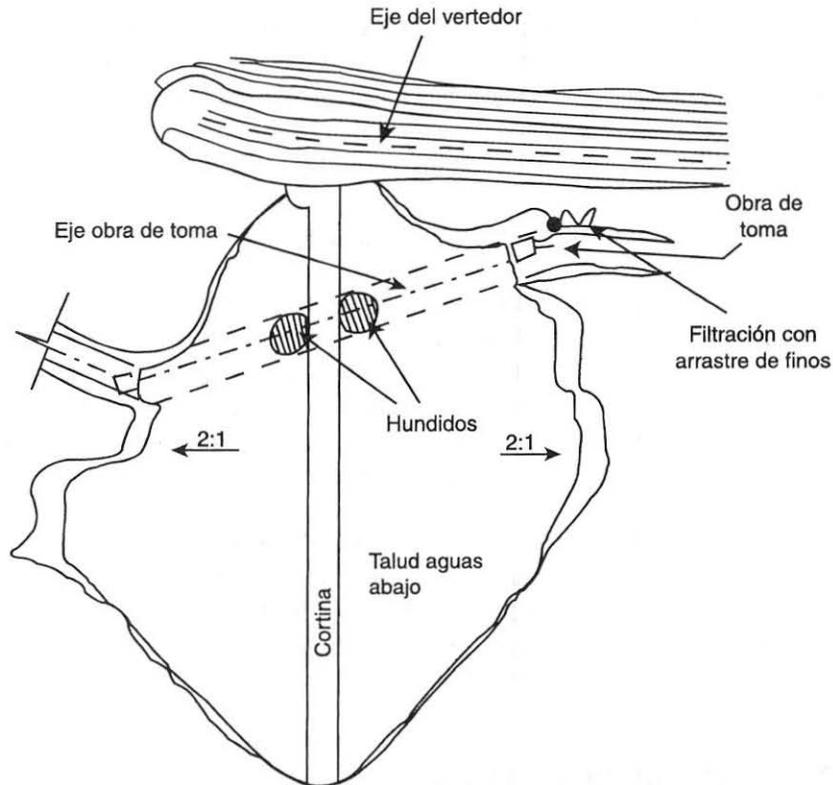


Figura 12.9. Planta de la cortina y localización de los hundidos sobre el eje de la obra de toma; El Batán, Qro.

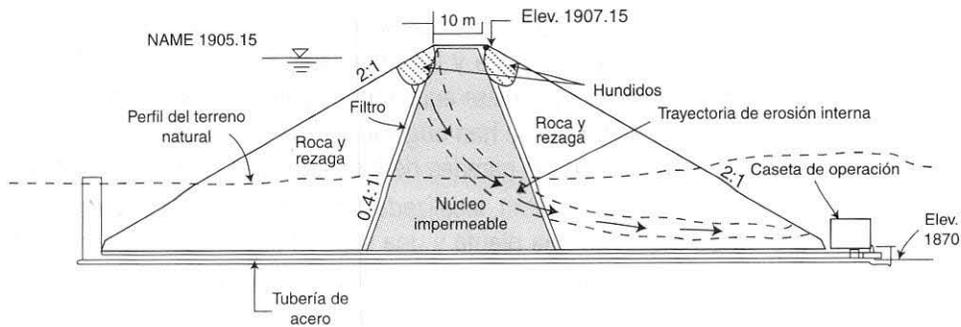


Figura 12.10 Sección transversal de la cortina en la zona de falla en la presa El Batán.

A fin de evitar el fenómeno de la tubificación, además de tratar de seleccionar materiales que no sean fácilmente erosionables o dispersivos al paso del agua, y cuidar el control de la homogeneidad de los materiales durante el proceso de contracción, es muy importante la construcción de filtros y drenes en los bordos y cortinas de tierra. A este respecto, H. Cedergren (1973) da las siguientes recomendaciones:

- 1) No permitir tamaños mayores de 2" en la capa de material grueso en los drenes de dos o más capas.
- 2) No permitir un rango demasiado amplio de tamaños de partículas en las capas de filtros, a fin de evitar la segregación de los materiales.
- 3) Exigir que el material de filtro esté bien saturado al momento de colocarlo y compactarlo; de otra manera el material tiende a segregarse fácilmente.
- 4) No permitir que los filtros se contaminen con los finos que sueltan las llantas del equipo de construcción o que provienen del escurrimiento de las laderas durante lluvias.
- 5) Siempre que sea posible, evitar usar como material de filtro arenas de un solo tamaño, ya que dichos materiales tienen poca resistencia a ser removidos cuando se abre un agujero, una grieta o a través de las juntas abiertas de la formaciones rocosas.
- 6) Exigir una inspección muy cuidadosa y un control de calidad muy estricto al momento de colocar y compactar los filtros y drenes.

## 12.3 Fuerzas del flujo de agua

La fuerza que el flujo del agua ejerce sobre el suelo que atraviesa se puede determinar analizando un elemento de la red de flujo, como el mostrado en la figura 12.11. En

esta figura se observa que la fuerza de flujo  $J$  por unidad transversal del elemento de suelo está dada por:

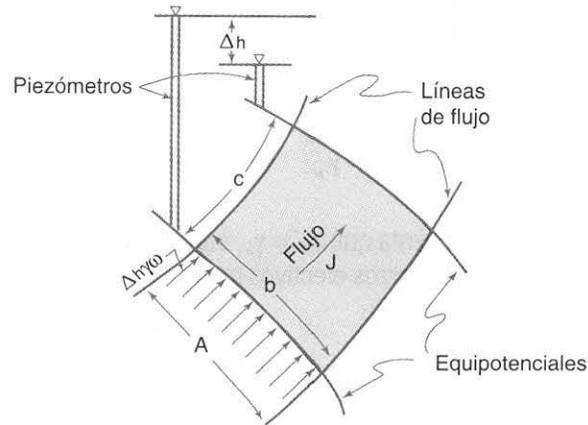


Figura 12.11 Fuerzas de flujo sobre un elemento de la red de flujo.

$$J = \Delta h \gamma_w A(1) = \Delta h \gamma_w A \quad (12.1)$$

donde  $A(1)$  = área transversal. La fuerza de flujo por unidad de volumen es:

$$j = \frac{\Delta h \gamma_w A}{cA} = \frac{\Delta h}{c} \gamma_w = i \gamma_w \quad (12.2)$$

Cuando la porción de suelo que se analiza corresponde a un flujo uniforme (gradiente constante), la fuerza de filtración total es, simplemente:

$$J = i \gamma_w V \quad (12.3)$$

donde  $V$  es el volumen de suelo por donde pasa el flujo de agua que se analiza. Si el gradiente en la masa infiltrada es una función de punto, la fuerza de filtración resultante es la suma vectorial de las fuerzas en cada uno de los elementos de volumen, esto es:

$$J = \gamma_w \int_V i dv \quad (12.4)$$

Ahora bien, la fuerza de flujo se puede ver en la figura 12.12b, donde se observa el incremento de la presión del agua en la base y la disminución de los esfuerzos efectivos, en términos de la diferencia de carga hidráulica  $h$  que origina un flujo de agua ascendente. Es importante notar que los esfuerzos efectivos pueden ser nulos cuando:

$$h = \frac{D\gamma'_m}{\gamma_w} \quad (12.5)$$

En la práctica, tomando en cuenta que  $\gamma'_m \approx \gamma_w$ , cuando se tiene la relación  $h/D=1$ , es que se tiene la condición de esfuerzos efectivos nulos. En tal caso, se tiene lo que se conoce como gradiente crítico, es decir:

$$i_c = \frac{h}{D} = 1 \quad (12.6)$$

En la figura 12.13 se presentan las presiones de agua actuando, tanto en la parte superior como en la inferior de la muestra de suelo sujeta a las condiciones mostradas. En la figura 12.14b se ve que el análisis de equilibrio del elemento de suelo de la figura 12.15 se puede hacer de dos maneras:

- 1) Considerar las fuerzas fronteras de agua y el peso *total* del elemento del suelo que se analiza (ver fuerzas actuando en la figura 12.13c). En este caso se está haciendo un análisis de cuerpo libre del suelo, y la fuerza neta actuando sobre la rejilla de soporte del elemento de suelo de área  $A$  será:

$$\begin{aligned} F &= [z\gamma_w + D\gamma_m - (h + z + D)\gamma_w]A \\ F &= [D\gamma_m - (h + D)\gamma_w]A \\ F &= [D\gamma'_m - h\gamma_w]A \end{aligned} \quad (12.7)$$

Nota: El signo es positivo para las fuerzas que van hacia abajo.

- 2) Considerar el peso sumergido del suelo, más las fuerzas de flujo (fuerzas actuando en el elemento mostrado en 12.13a y 12.13b). En esta alternativa la fuerza neta sobre la rejilla será:

$$F = [z\gamma_w + D\gamma_m - (z + D)\gamma_w - h\gamma_w]A = (D(\gamma_m - \gamma_w) - h\gamma_w)A = [D\gamma'_m - h\gamma_w]A \quad (12.8)$$

que es exactamente la misma que la obtenida en la alternativa (1).

Concluyendo, sobre las fuerzas de flujo de agua, se puede decir:

- Las fuerzas fronteras del agua actuando en un elemento de suelo son iguales a la fuerza de Arquímedes (empuje estático del agua), más las fuerzas de flujo.
- Para analizar las fuerzas de flujo que actúan sobre un elemento se pueden usar:
  - 1) Las fuerzas frontera de agua, más peso total del elemento de suelo.
  - 2) La fuerza de flujo, más peso sumergido del elemento de suelo.
- La fuerza del flujo por unidad de volumen es:  $j = i\gamma_w$ . Esta fuerza siempre actúa en dirección de flujo.
- Las fuerzas de flujo son transferidas a las partículas de suelo a través de fricción.

La figura 12.14 muestra la fuerza de flujo resultante del esquema de la figura 12.12b. La secuencia que se debe seguir para el análisis de estabilidad considerando las fuerzas de flujo debe ser:

- 1) Entender y saber trazar las redes de flujo para cualquier condición del embalse.
- 2) Calcular la dirección y posición de las fuerzas de flujo.
- 3) Incorporar las fuerzas de flujo al análisis de estabilidad.
- 4) Diseñar para las condiciones más desfavorables, es decir, para el caso de menor factor de seguridad.

A continuación se detallan las formas de estimar las fuerzas de flujo que intervienen en el análisis de estabilidad de los bordos y cortinas de tierra.

## 12.4 Consideración de las fuerzas de flujo en la estabilidad de taludes

El flujo del agua interviene en la estabilidad del talud de una cortina, acorde a las diferentes condiciones a las que se puede someter la cortina durante su vida útil. Entre las condiciones más críticas se tienen:

- a) Llenado rápido.
- b) Flujo establecido con presa llena.
- c) Vaciado rápido.

La primera de éstas ocurre, por ejemplo, cuando existe una avenida rápida estando la presa casi vacía; esto sucede cuando recién terminada la presa ocurre el primer llenado. El vaciado rápido ocurre cuando es necesario bajar repentinamente el embalse para resolver algún problema de operación o de daño en alguna parte de la presa. Finalmente, la condición de flujo establecido bajo un NAME puede presentarse varias veces durante la vida útil de una presa.

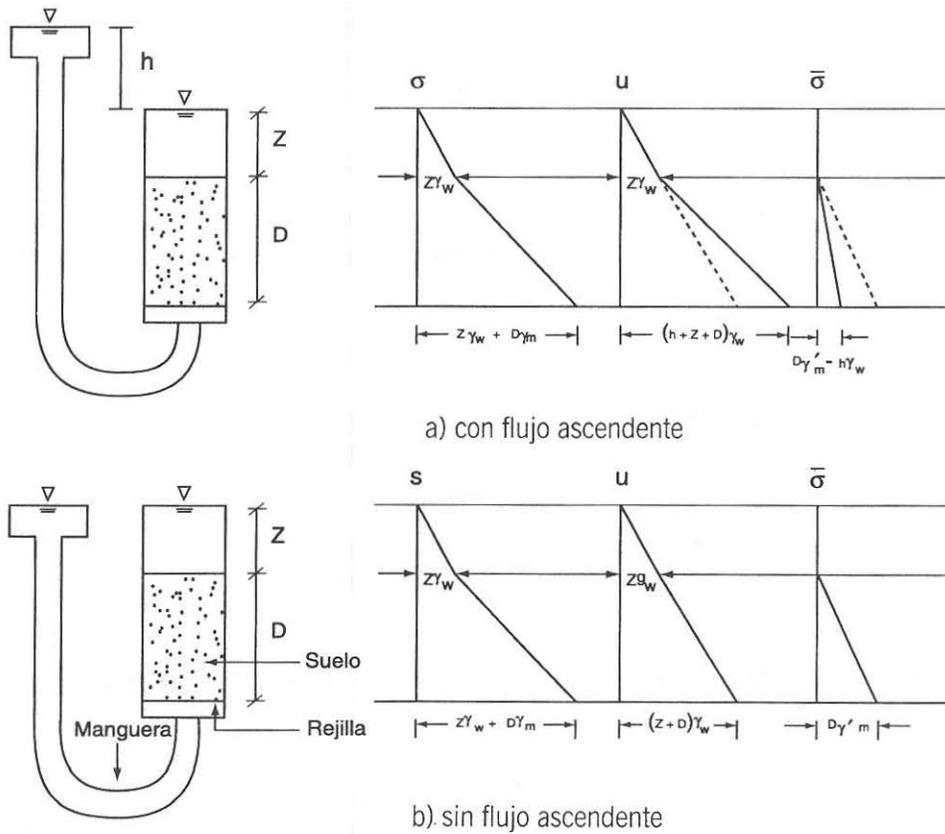


Figura 12.12 Distribución de esfuerzos totales, neutros y efectivos en una muestra de suelo con y sin flujo ascendente.

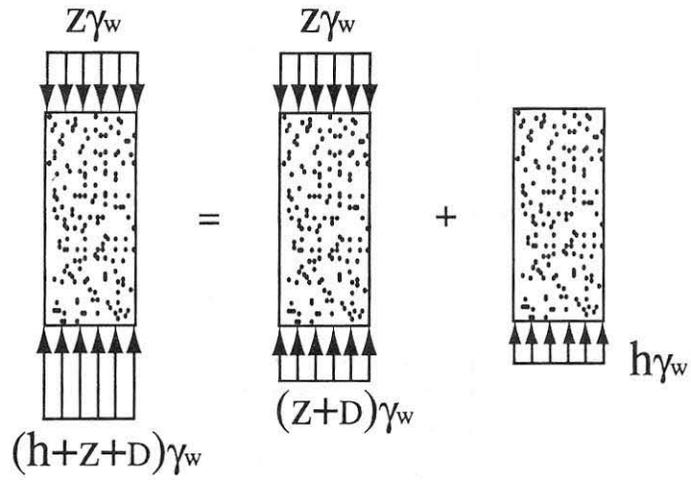


Figura 12.13. Presiones fronteras del agua sobre la muestra de suelo de la figura 12.9b.

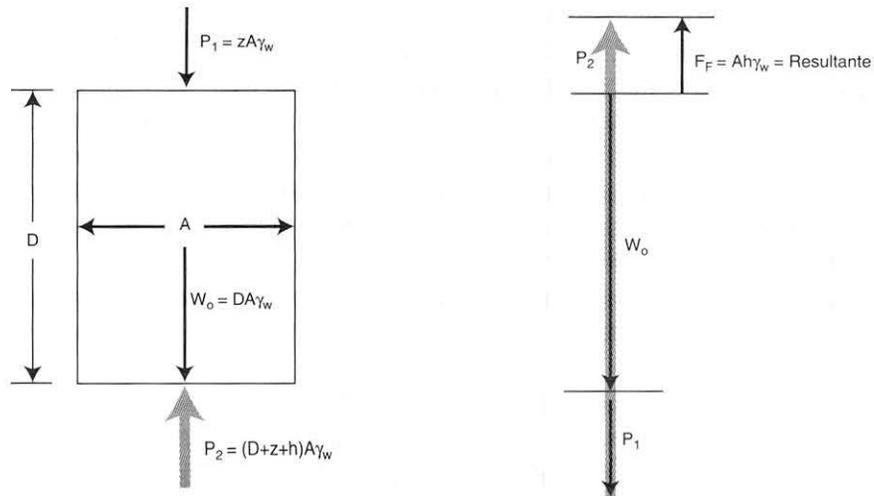


Figura 12.14 Fuerza de flujo resultante sobre el elemento de suelo mostrado en la figura 12.12-a.

Cualquiera que sea la condición que se estudia, se requiere dibujar la red de flujo para determinar las presiones del agua a lo largo de los círculos de falla que se analizan. A este respecto existen los siguientes métodos.

### 12.4.1 Empleando peso sumergido y fuerzas de filtración

Existen tres procedimientos para determinar las fuerzas de filtración:

**Método SARH (1987).** Este método consiste en determinar primero la red de flujo del problema que se estudia, encontrar las fuerzas de filtración de cada canal de flujo y obtener la fuerza resultante haciendo una suma vectorial de las resultantes parciales en cada canal. La suma vectorial se hace a través de un polígono funicular de fuerzas, mismo que se utiliza también para definir el punto de aplicación de la fuerza resultante.

La figura 12.15 ilustra, con un ejemplo, la aplicación de este método. En este ejemplo las fuerzas  $F_{F1}$ ,  $F_{F2}$ , ... son las fuerzas de flujo en cada tramo de canal que comprende el círculo de falla que se estudia. El polígono funicular que allí se observa se obtuvo colocando a escala la fuerza  $F_{F1}$ , una a continuación de otra, y uniendo el punto inicial de la primera con el extremo de la última para definir la resultante  $R_{FF}$ .

El cálculo del punto P, por donde pasa la resultante de la fuerza de filtración, se obtiene de la siguiente manera: se elige arbitrariamente un polo O y se trazan los rayos  $L_1$ ,  $L_2$ ,  $L_i$ , según se muestra en la figura 12.15; a continuación y sobre la red de flujo se traza el rayo  $L_1'$ , paralelo al rayo  $L_1$ , hasta cortar a la fuerza  $F_{F1}$  en cualquier punto de una línea de acción, definiendo así el punto A; a partir de este punto se traza el rayo  $L_2'$  paralelo al rayo  $L_2$  hasta cortar la línea de acción de  $F_{F2}$ , definiendo de esta manera el punto B. Se procede en forma análoga para obtener el punto C, paralelo al rayo  $L_4$  y a partir de C se traza  $L_4'$  hasta encontrar la intersección de este último rayo con  $L_1'$ . Este último punto de intersección (punto P) es por donde pasa la línea de acción de la resultante  $R_{FF}$ .

Una vez calculada la magnitud y el punto de aplicación de la fuerza resultante, se traslada al círculo de falla y se descompone en una fuerza normal ( $NR_{FF}$ ) y en otra tangente al mismo ( $TR_{FF}$ ), tal como se observa en la figura 12.15.

La fuerza normal no tiene momento respecto al centro del círculo, sin embargo, la fuerza tangente sí lo tiene y su efecto, en este caso, contribuye a provocar el deslizamiento. Cuando se usa el método de las dovelas en el análisis de estabilidad, ésta componente tangencial modifica la expresión del factor de seguridad de la siguiente manera.

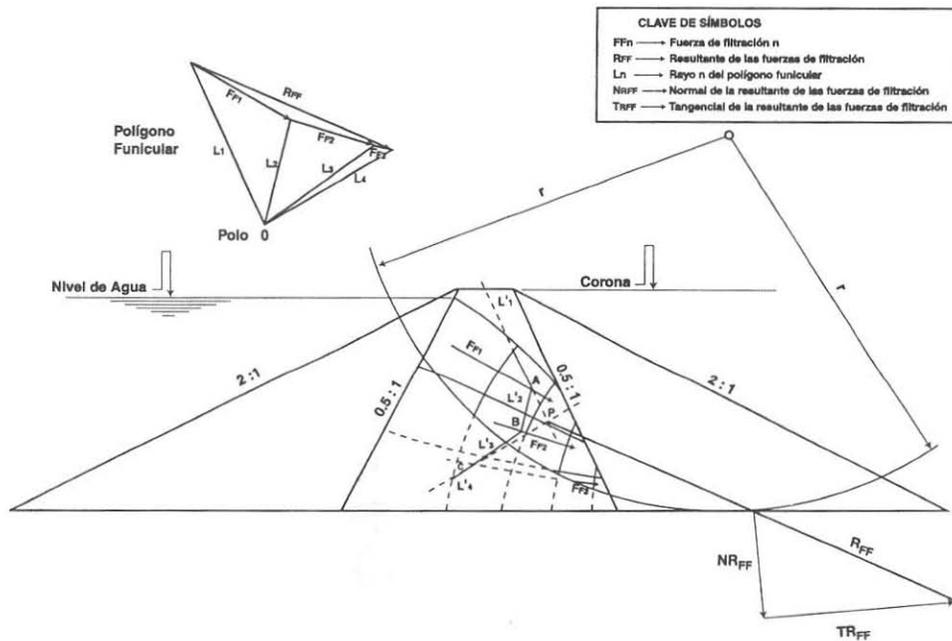


Figura 12.15 Procedimiento para el cálculo de la resultante y punto de aplicación de la fuerza de filtración (SARH, 1987).

$$FS = \frac{\sum (N_i \tan \phi + cL_i)}{\sum T_i + F_{FT}} \quad (12.9)$$

donde:

$N_i$  = componente normal del peso sumergido del suelo en la dovela  $i$  (ver figura 12.15)

$T_i$  = componente tangencial del peso sumergido del suelo en la dovela  $i$ .

$L_i$  = longitud en la base de la dovela  $i$ .

$c$  y  $\phi$  = cohesión y ángulo de fricción interna, respectivamente, del material que atraviesa el círculo de falla.

$F_{FT}$  = Componente tangencial de la fuerza de filtración (=  $TR_{FF}$ , Figura 12.15).

Nótese que el cálculo del factor de seguridad, como lo plantea la Ec. (12.9), se realiza dentro del contexto del método de Bishop modificado, en el cual se considera

que las superficies potenciales de falla son circulares, la masa de suelo movilizada se divide en dovelas verticales y las fuerzas horizontales entre dovelas no intervienen en el equilibrio.

El numerador del término de la derecha en la Ec. (12.9) corresponde a las fuerzas resistentes en el círculo de falla, mientras que el denominador corresponde a las fuerzas actuantes.

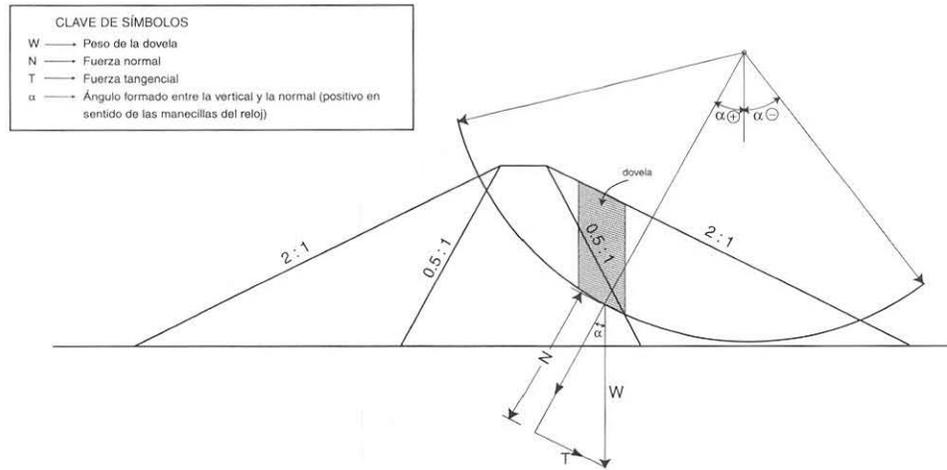


Figura 12.16 Procedimiento para el cálculo de la resultante y punto de aplicación de la fuerza de filtración (SARH, 1987).

En el caso de que la fuerza de filtración tangencial  $F_{FT}$  actúe en sentido opuesto al deslizamiento, el factor de seguridad quedará expresado como:

$$FS = \frac{\sum (N_i \tan \phi + cL_i)}{\sum T_i - F_{FT}} \quad (12.10)$$

Es importante reafirmar que, si se están empleando las fuerzas de filtración y el peso sumergido del suelo, no se deberá considerar en esta condición de carga la presión hidrostática.

**Método del gradiente (Cedergren, 1989).** Este método consiste en determinar el gradiente promedio en el elemento de suelo que se estudia (por ejemplo, la dovela en una masa deslizante), y calcular la magnitud de la fuerza de flujo, su posición y su dirección. La figura 12.17 ilustra cómo se determina el gradiente promedio a partir de dividir  $\Delta h$  (caída de potencial entre dos equipotenciales seguidas) entre las longitudes  $\Delta l_1$ ,  $\Delta l_2$ ,  $\Delta l_3$  y  $\Delta l_4$ , correspondientes a la trayectoria del flujo de agua en la zona que comprende la dovela que se analiza. El promedio que resulta del gradiente, en este caso, es 0.48, que al multiplicarse por el volumen de suelo de la dovela comprendida entre los puntos a, b, c y d, y el peso volumétrico del agua ( $\gamma_w$ ), nos da la fuerza de flujo  $F$ . Es decir

$$F = i \gamma_w V_{abcd} = 0.48 \gamma_w V_{abcd} \quad (12.11)$$

donde  $V_{abcd}$  es el volumen de la dovela, que resulta igual al área por 1 m de espesor.

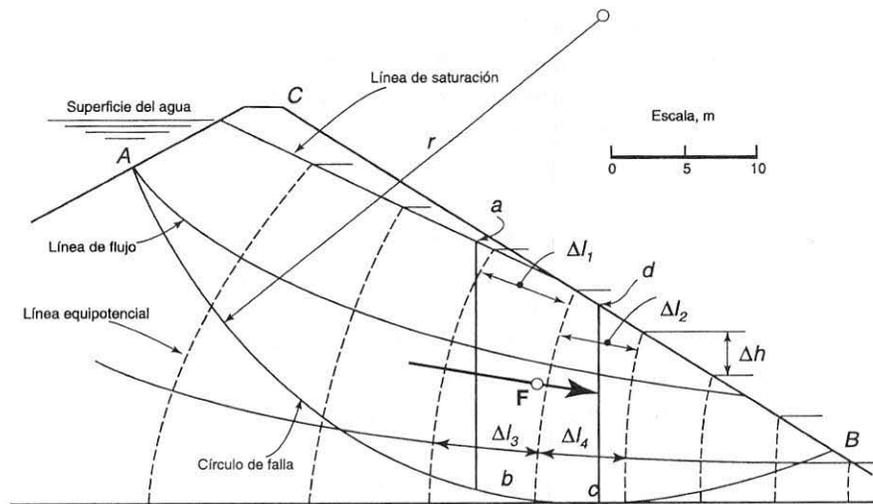


Figura 12.17 Cálculo analítico de las fuerzas normal y tangencial (SARH, 1987).

La dirección de la fuerza resultante se estima a juicio en función de la dirección de los canales de flujo en la zona de la dovela y la posición se establece en el centro de gravedad de la porción del elemento de suelo sometida a flujo del agua. En el caso de

tener un suelo anisotrópico, se debe dibujar la red, primeramente, en la sección transformada y teóricamente regresar a la sección real mediante una antitransformada, a fin de establecer, en esta última sección, la magnitud y dirección de las fuerzas de filtración. Aplicando este procedimiento a la figura 12.12a, la fuerza de flujo será:

$$F_F = i\gamma_w Vol = \frac{h}{D}\gamma_w D.A = Ah\gamma_w \quad (12.12)$$

donde A = área transversal de la muestra de suelo.

**Método de las presiones periféricas.** Este método consiste en determinar la fuerza de flujo como la resultante de todas las fuerzas periféricas del agua sobre el elemento que se estudia, más la fuerza  $W_0$  que es igual al peso volumétrico del agua, multiplicada por el volumen de suelo del elemento (dovela) que se estudia. Las presiones periféricas del agua sobre el elemento se obtienen determinando en la red de flujo las cargas de agua que se tienen en la esquina del elemento considerado, obteniendo la fuerza resultante de estas presiones sobre cada uno de los lados del elemento.

La figura 12.18 muestra el mismo ejemplo de la figura 12.17, donde se ilustra la obtención de las presiones periféricas del agua actuando sobre los lados del elemento abcd, con la ayuda de un compás y haciendo uso de la carga de agua deducidas de las líneas equipotenciales de la red de flujo. La fuerza resultante  $P_1$  es igual al área del triángulo  $abe'$ , multiplicada por el peso volumétrico del agua ( $\gamma_w$ ). De manera similar, las fuerzas  $P_2$  y  $P_3$  se determinan actuando sobre las líneas bc y cd, respectivamente. En la determinación de todas estas fuerzas se está considerando que el espesor perpendicular del elemento que se analiza, es igual a la unidad (sí se trabaja en el sistema internacional, dicha unidad es un metro).

Habiendo determinado las fuerzas  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  y  $W_0$ , se construye el polígono de fuerza (figura 12.18b) y se determina la fuerza  $F_F$  de flujo que resulta de unir el extremo de la suma vectorial de las fuerzas del agua, con el inicio de la fuerza que representa  $W_0$ . La dirección de esta fuerza la da el polígono de fuerzas y la posición se obtiene siguiendo el procedimiento señalado en el método del gradiente. Aplicando este método de las presiones periféricas al ejemplo mostrado en la figura 12.12a, se tendrá el esquema de la figura 12.14. La fuerza  $F_F$  resulta, obviamente, idéntica a la obtenida mediante el método del gradiente.

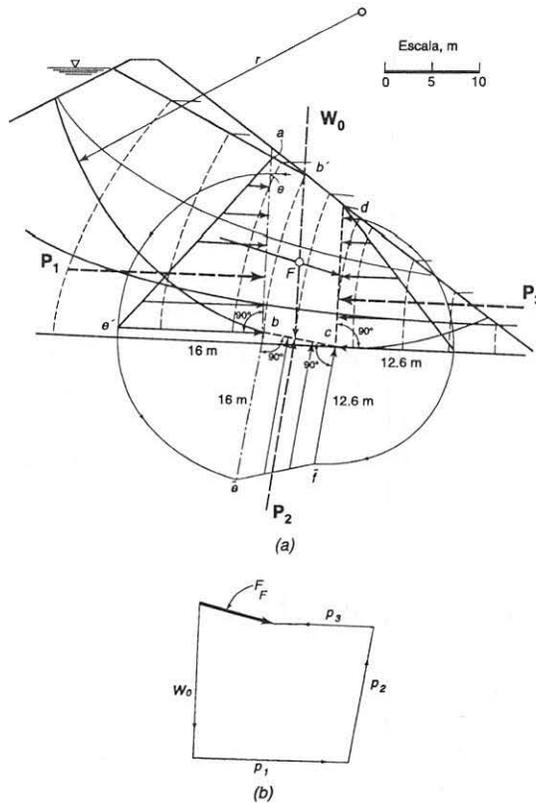


Figura 12.18 Determinación de la fuerza de flujo mediante el método de las presiones periféricas. A) red de flujo y presiones de agua; b) polígono de fuerzas dibujado a una escala de fuerzas conveniente (Cedergren, 1989).

### 12.4.2 Empleando el peso total del suelo y las presiones periféricas del agua

Este procedimiento toma en cuenta que la resistencia  $S$  del suelo, en términos de los esfuerzos efectivos, está dado por la siguiente expresión:

$$S = c + (\sigma_n - u)\tan\phi \tag{12.13}$$

donde:

$c$  = cohesión

$\sigma_n$  = esfuerzo normal total.

$u$  = presión del agua.

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo.

En este caso el factor de seguridad está dado por:

$$FS = \frac{\sum((N_i - U_i)\tan\phi + cL_i)}{\sum T_i} \quad (12.14)$$

La fuerza  $U_i$  se obtiene de multiplicar la presión media  $u_i$  por la longitud  $L_i$  en la base de la dovela que se analiza en el círculo de falla. Haciendo referencia a la figura 12.18, esta fuerza sería el valor de  $P_2$ , determinada a partir de la red de flujo. En este caso, sin embargo, el valor de  $N_i$  se obtiene usando el peso *total* del suelo; es decir, no se debe considerar el peso sumergido.

## 12.5 Medidas para reducir el flujo de agua

La reducción del flujo y los gradientes hidráulicos de salida del agua se puede lograr usando pantallas de concreto o acero en la zona permeable de la cimentación, membranas impermeables o recubrimientos en la cara aguas arriba de la cortina, corazones impermeables en el centro de la cortina, delantales impermeables de suelo en la zona aguas arriba del vaso, trincheras con penetración parcial o total dentro de la zona permeable y las trincheras tratadas con lechadas. Estas medidas de reducción de flujo generalmente van acompañadas con la instalación de filtros y drenes, a fin de tener siempre una segunda línea de defensa contra los problemas de flujo de agua.

Cuál de estas medidas o qué combinación de ellas conviene utilizar en un problema determinado, será función de cada caso específico por resolver y lo que indiquen las redes de flujo correspondientes para cada solución propuesta. Así, por ejemplo, si se trata de reducir el flujo a través de la cimentación de la presa mostrada en la figura 12.19, una forma de lograrlo es a través de una tablestaca (figura 12.20) o un delantal impermeable (figura 12.21); la reducción de flujo se observa a través de la disminución del factor de forma, ya que el gasto por unidad de longitud de la presa es directamente proporcional a dicho factor (Flores Berrones *et al*, 2001). Las figuras 12.22 y 12.23 muestran esquemáticamente el empleo de algunas de las medidas antes mencionadas en un par de secciones transversales.

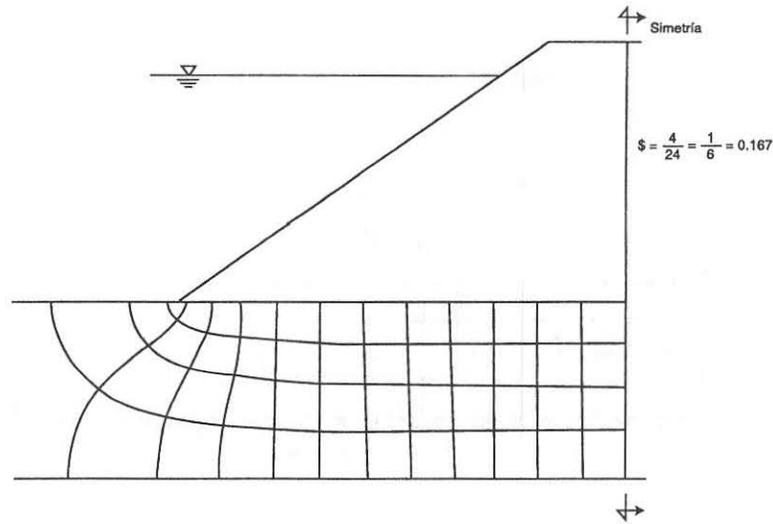


Figura 12.19 Red de flujo en una presa homogénea sobre un estrato permeable. Nótese que se está mostrando sólo la red hasta el centro de la presa, ya que en la otra mitad la red es simétrica.

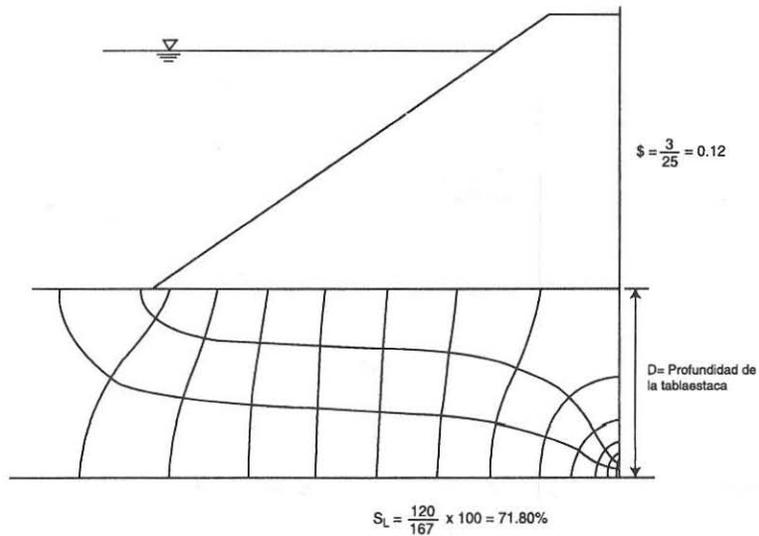


Figura 12.20 Red de flujo de la presa mostrada en la figura 12.19, pero con una tablaestaca en el centro.

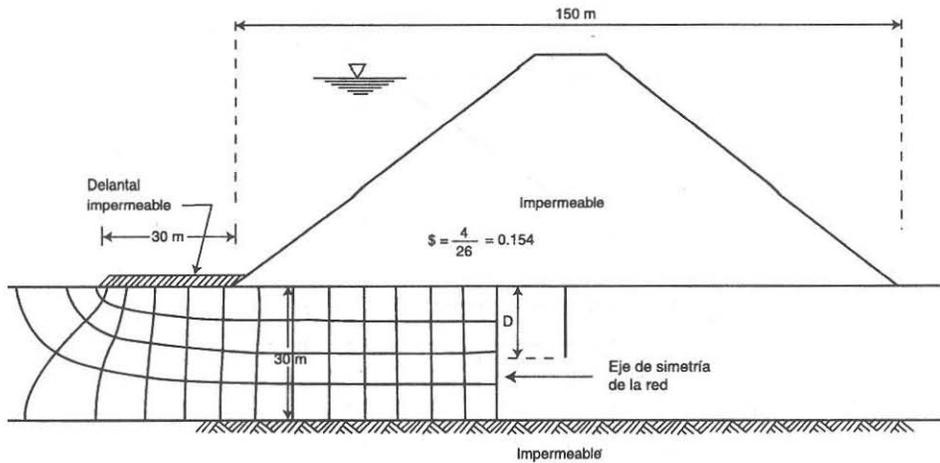


Figura 12.21 Efecto de la presencia del delantal impermeable aguas arriba, en la red de flujo de la presa mostrada en la figura 12.19.

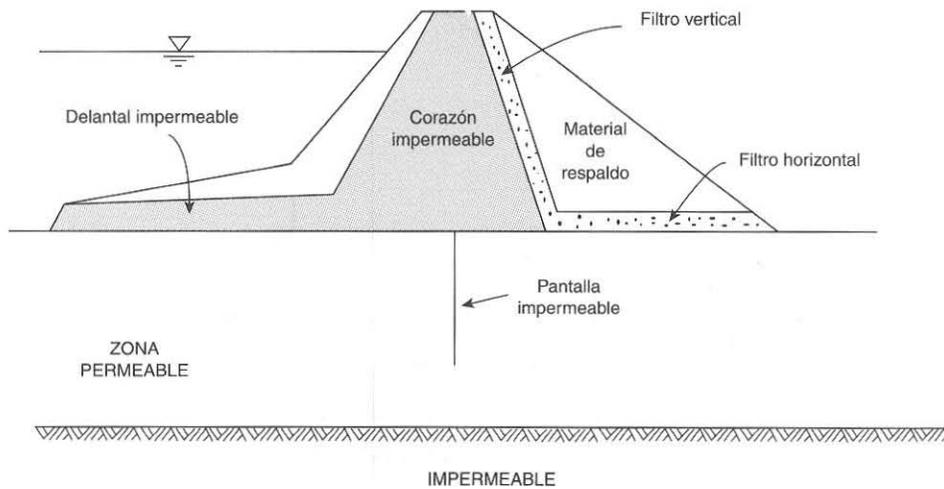


Figura 12.22 Sección de una presa mostrando algunas medidas para reducir el flujo del agua y proteger los taludes contra grandes gradientes hidráulicos.

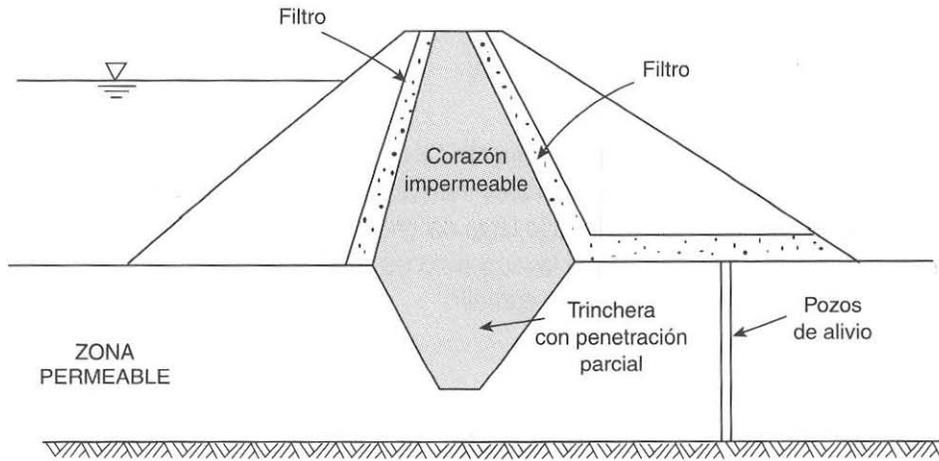


Figura 12.23 Sección transversal mostrando el empleo de filtros, corazón y trinchera con penetración parcial impermeable, pozos de alivio.

Es muy importante señalar que junto con los elementos que se utilizan para reducir el flujo del agua, es necesario proporcionar medidas de drenaje a fin de que dichos elementos resulten efectivos. A este respecto, el diseño de los drenes se hace de manera que se asegure que su permeabilidad sea significativamente mayor que la del suelo que se trata de proteger; como se verá en la sección de filtros, para que la permeabilidad del dren sea al menos de diez a veinte veces la del suelo por proteger, se debe cumplir que:

$$\frac{D_{15} (\text{filtro})}{D_{15} (\text{suelo})} > 4 \text{ o } 5 \quad (12.15)$$

donde  $D_{15}$  es el diámetro correspondiente a la curva granulométrica del material donde el 15% en peso del mismo tiene partículas menores a ese diámetro.

Los drenes, por lo tanto, deben diseñarse para desalojar todo el gasto proveniente de la diversas fuentes que llegan a ellos. Para el caso de un dren vertical como el mostrado en la figura 12.22, la permeabilidad  $k_1$  de dicho dren debe ser:

$$k_1 = \frac{q_1}{A_1} \quad (12.16)$$

donde  $q_1$  es el gasto de descarga proveniente del corazón impermeable, mismo que se determina de la red de flujo, y  $A_1$  es el área transversal del dren vertical. Esta expresión supone que el gradiente hidráulico a lo largo del dren es igual a la unidad. Para el caso del dren horizontal, haciendo uso de las suposiciones de Dupuit (1863), las dimensiones del dren deben ser tales que se debe cumplir:

$$q_2 = \frac{k_2 h_2^2}{2L_2} \quad (12.17)$$

donde  $h_2$  es el espesor que necesita el dren con una permeabilidad  $k_2$  y  $L_2$  es la longitud del dren determinada desde su inicio hasta el pie del talud donde descarga.

Muchas veces el drenaje aguas abajo se resuelve poniendo como respaldo al corazón impermeable un material suficientemente permeable que asegure, además de un buen drenaje, una buena estabilidad (ver figura 12.19). Sin embargo, debido a la anisotropía que se tiene al compactar esta zona (mayor permeabilidad en el sentido horizontal respecto a la permeabilidad vertical), la línea superior de flujo puede elevarse y con ello aumentar los gradientes hidráulicos de salida sobre el pie del talud y disminuir el factor de seguridad en esa parte. Para evitar este problema se recomienda:

- Que la permeabilidad de la zona del material de respaldo aguas abajo sea cuando menos cien veces mayor a la permeabilidad del corazón impermeable y del material que constituye la cimentación, así como el observado en las laderas.
- No permitir un alto grado de estratificación al momento de compactar, tanto el corazón impermeable como la zona de respaldo.

Finalmente, se recomienda utilizar drenes de dos o más capas para proporcionar suficiente capacidad de desagüe, cuando el espesor requerido por este concepto en el dren de una sola capa resulta excesivo. En este caso, económicamente resulta más favorable poner una capa interior de material más grueso de alta permeabilidad y dejar en contacto, con el material que se desea proteger contra la tubificación, una capa de material de menor permeabilidad pero de espesor también más pequeño.

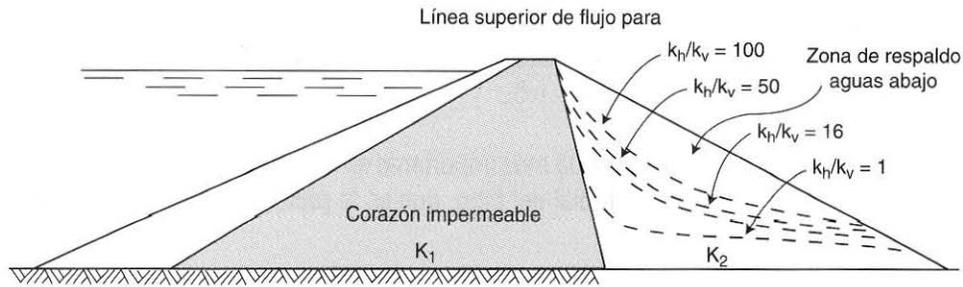


Figura 12.24 Posición de la línea superior de flujo para varios valores de  $k_H/k_V$  en la zona de respaldo (Cedergreen, 1973).

## 12.6 Diseño de filtros

### 12.6.1 Introducción

Existen tres problemas relacionados al mal funcionamiento de un filtro:

1. El diseño es inadecuado.
2. El material de filtro no cumple las especificaciones (la granulometría no satisface los requerimientos especificados, hay exceso de finos, etcétera).
3. La colocación del material de filtro es inadecuada (problemas de segregación, insuficiente compactación, etcétera).

Para que el diseño sea adecuado el filtro debe cumplir con las siguientes condiciones:

- Proteger el suelo base (por ejemplo del corazón impermeable); esta condición se conoce también como *condición geométrica*. El filtro debe impedir el paso de las partículas del suelo que trata de proteger; debe por tanto existir una relación entre el tamaño de los granos del suelo por proteger y los espacios o poros del filtro.
- Servir como dren (*condición hidráulica*). El filtro debe ser suficientemente permeable para que no se acumulen presiones de agua y resistente contra las fuerzas de flujo de agua; en este caso se puede decir que el filtro debe operar como un buen dren.
- *El filtro debe ser estable*. Las partículas del filtro mismo no deben emigrar y, por tanto, su estructura debe mantenerse siempre estable. Esta condición se puede cumplir haciendo que el material del filtro sea relativamente uniforme, por ejemplo, con un

límite superior del coeficiente de uniformidad  $U_f < 10$ , pero también con un límite inferior para asegurar que no se moverán o pasarán las partículas más pequeñas a través del filtro, por ejemplo,  $U_f > 1.5$ .

De estas condiciones, sin duda la más importante es la primera, ya que a través de ella se satisface la función primordial del filtro, que es la protección contra problemas de erosión y tubificación.

### 12.6.2 Criterios de diseño

Existen varios criterios para satisfacer las condiciones antes señaladas, principalmente las que se refieren a los aspectos geométrico e hidráulico; casi todos ellos son esencialmente empíricos y están basados, fundamentalmente, en la distribución de tamaños de partículas del filtro y del material base.

Uno de los más conocidos y usados es el criterio de Terzaghi (1943), el cual se establece mediante la siguiente expresión:

$$\frac{D_{15}^f}{D_{85}^s} < 4 < \frac{D_{15}^f}{D_{15}^s} \quad (12.18)$$

donde  $D_{15}^f$  se refiere al diámetro del material del filtro correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica; este diámetro se conoce también como *diámetro característico* del filtro.  $D_{15}^s$  es el diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica.  $D_{85}^s$  es el diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 85% en peso de la curva granulométrica.

La parte izquierda de esta desigualdad, llamada *relación de tubificación*, indica la condición geométrica, la cual significa que los granos pequeños del suelo base (que se intenta proteger), no podrán pasar dentro del filtro si la relación de diámetros  $D_{15}^f / D_{85}^s$  es menor a 4 (ver figura 12.25). Taylor (1954) indica que si tres esferas perfectas tienen un diámetro mayor de 6.5 veces el diámetro de una pequeña esfera, ésta se puede mover libremente a través de las esferas grandes (figura 12.26). El significado gráfico de esta condición de Terzaghi se muestra en la figura 12.27.



permeabilidad es proporcional al cuadrado de estos diámetros característicos, al cumplirse esta desigualdad significa que habrá una permeabilidad mucho mayor en el filtro (alrededor de 16 veces) con respecto a la del suelo por proteger.

Una limitación de los criterios basados en las distribuciones granulométricas de las partículas, es que no hay una correspondencia única entre los tamaños de los poros y la de los granos, ya que se ve afectada, entre otros factores, por la compacidad del material y la forma de los granos. Otra limitación de esos mismos criterios es que generalmente no se contempla la ejecución de pruebas de laboratorio como parte de los estudios para diseño de filtros. A este respecto, Sherard y Dunningan (1989) recomiendan realizar, para asegurar que no pasará a través del filtro el material proveniente del corazón impermeable, la prueba denominada *filtro sin erosión* (NEF, *no erosion filter*), la cual se describe más adelante.

Investigaciones posteriores indican que el criterio de Terzaghi es conservador; así por ejemplo, en la condición geométrica antes señalada, Bertran (1940) demostró que la relación  $D_{15}^f / D_{85}^s$  puede ser menor de seis a nueve veces antes de que una cantidad considerable de suelo se mueva o pase a través del filtro. Sin embargo, si bien es cierto que el valor de esta relación no es una constante absoluta, ya que depende en cierta medida en la distribución granulométrica de ambos materiales, la condición geométrica recomendada por Terzaghi es hoy en día aceptada perfectamente en la práctica geotécnica, sólo cambiando por 5 en vez de 4 en la ec. (12.15). La figura 12.28 muestra gráficamente los requisitos de Terzaghi para que un filtro cumpla simultáneamente con las condiciones geométricas e hidráulicas antes señaladas.

En 1994, la ICOLD dio algunas recomendaciones para que se cumplan simultáneamente los dos criterios dados por Terzaghi (cuadro 12.2).

Cuadro 12.2 Recomendaciones para que se cumplan simultáneamente los dos criterios de Terzaghi (Bulletin 95 de ICOLD, 1994).

	Recomendación
1	Evitar la segregación durante el proceso, manejo, colocación, tendido y compactación del material de filtro. La granulometría del filtro debe ser lo suficientemente uniforme de manera que, con el cuidado apropiado en campo, la segregación sea evitada al colocarse en el sitio, en especial en la interfaz con los materiales adyacentes.
2	Evitar el cambio en la granulometría (rompimiento de granos o degradación) durante el proceso, manejo, colocación, tendido y compactación; o evitar la degradación con el tiempo debido a ciclos de helada y deshielo o flujo del agua. Las partículas del material del filtro deben ser resistentes al desgaste y durables.

3	No debe haber cohesión real o aparente, o la posibilidad de cementación como consecuencia de acciones físico-químicas o biológicas. El filtro debe permanecer sin cohesión de manera que no exista la posibilidad de agrietamiento, a pesar de que la zona del corazón impermeable aledaña pueda experimentar algún daño por agrietamiento.
4	Debe ser internamente estable, es decir, la fracción gruesa del filtro con respecto a la fracción fina debe cumplir con el criterio de tubificación.
5	Tener suficiente capacidad de descarga de manera que el agua que entra al sistema del filtro sea desalojada rápidamente y con seguridad, con poca pérdida de carga. En este sentido los drenes de chimenea y los horizontales deben diseñarse con una amplia capacidad de descarga. El diseño de filtros y drenes deberían diseñarse considerando el peso de los escenarios, como puede ser el rompimiento del corazón impermeable, fracturamiento hidráulico o segregación en el corazón impermeable.

A fin de tomar en cuenta la condición de estabilidad del filtro, se sugiere complementar el criterio de Terzaghi requiriendo que el coeficiente de uniformidad del filtro,  $U^f$ , se encuentre entre los siguientes límites:

$$2 < U^f = \frac{D_{60}^f}{D_{10}^f} \leq 5 \tag{12.19}$$

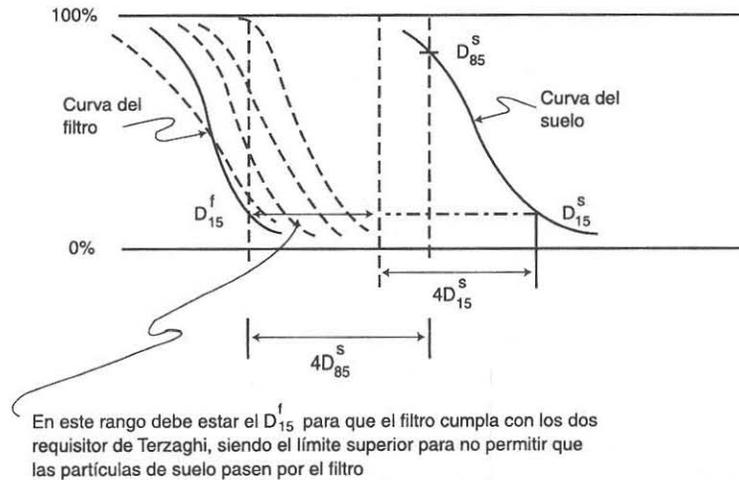


Figura 12.28 Resumen y significado de los requisitos que da Terzaghi para la selección de filtro.

Existe un requisito adicional hidráulico que deben tener los filtros según otros criterios (Lubochkov, 1955; COMECON, 1969), el cual se refiere a que la velocidad máxima esperada a la salida del mismo ( $v_{m\acute{a}x}$ ), sea menor a la crítica del agua dentro del filtro  $v_{cr}$  (máxima velocidad del agua permisible a través del filtro sin que se dañe su estructura). Esto significa que si bien la permeabilidad del filtro es la adecuada para asegurar que el filtro no permitirá el paso de partículas del suelo por proteger mediante él, la velocidad de salida puede ser lo suficientemente grande para que cause la falla de la sección del filtro en su cara de salida. Este requisito se puede expresar diciendo que, en cualquier punto de la cara de salida del filtro, se debe cumplir:

$$\frac{v_{cr}^f}{v_{m\acute{a}x}} \geq F \quad (12.20)$$

donde a la salida del filtro se puede calcular mediante las siguientes expresiones:

a) cuando no existe tirante de agua a la salida del filtro:

$$[v_{cr}] = k \frac{\gamma_m - \gamma_w}{\gamma_w} \cdot \frac{\tan\phi - \tan\beta}{1 + \tan\phi \tan\beta} \quad (12.21)$$

b) cuando existe tirante de agua en la cara de salida:

$$[v_{cr}] = k \cos\beta \frac{\gamma_m - \gamma_w}{\gamma_w} \left[ 1 - \frac{\tan\beta}{\tan\phi} \right] \quad (12.22)$$

donde:

$\beta$  = ángulo que forma el talud del filtro con la horizontal.

$\gamma_m$  = peso volumétrico del material del filtro.

$\gamma_w$  = peso volumétrico del agua.

$k$  = coeficiente de permeabilidad del filtro.

$\phi$  = ángulo de fricción interna del material de filtro.

$v_{m\acute{a}x}$  depende de la dirección de las líneas de flujo y el talud aguas abajo.

$F$  = factor de seguridad.

Combinando las condiciones (12.16) y (12.17), se puede ver si es o no necesario que el espesor total del filtro esté constituido por más de una capa de material, en cuyo caso se tiene lo que se llama *filtros graduados o filtros de varias capas*; el criterio para el diseño de estos filtros se da más adelante.

La teoría de Terzaghi ha servido como base para la mayoría de los demás criterios existentes. Así por ejemplo, el *Bureau of Reclamation* de los Estados Unidos (USBR, 1987), para establecer los requisitos que debieran satisfacer las granulometrías de los filtros de las presas reguladas por esa institución, utiliza el criterio mostrado en el cuadro 12.3.

Cuadro 12.3 Criterios para filtros (USBR, 1987).

Categoría del suelo	Descripción del suelo base y porcentaje más fino que la malla No. 200 (0.075mm) <sup>(1)</sup>	Criterio del filtro <sup>(2)</sup>
1	Arcillas y limos finos, con más del 85% más fino.	$D_{15} \leq 9d_{85}$ <sup>(3)</sup>
2	Arenas, limos, arcillas y arenas arcillosas y/o limosas; 40 al 85% más finos.	$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm}$
3	Arenas limosas y arcillosas, y gravas; 15 a 39% más finos que la malla 200.	$D_{15} \leq (40-A)(4d_{85} - 0.7\text{mm}) / (40-15) + 0.7\text{mm}$ <sup>(4) y (5)</sup>
4	Arenas y gravas; menos del 15% más fino.	$D_{15} \leq 4d_{85}$ <sup>(6)</sup>

Notas:

$D_{15}$  = Diámetro del material del filtro correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica.

$d_{85}$  = Diámetro del material del suelo por proteger, correspondiente al 85% en peso de la curva granulométrica.

- (1) La designación de la categoría en suelos con partículas mayores de 4.75mm, se hace a partir de la curva granulométrica del suelo base donde se considera 100% el material que pasa la malla No. 4 (4.75mm).
- (2) Los filtros deberán tener tamaños de partículas no mayores de 3" (75 mm) y un máximo de 5% pasando la malla No. 200 - (0.075 mm), con índices de plasticidad de los finos iguales a cero. El IP se determina en el material que pasa por la malla No. 40 (0.425 mm), de acuerdo con la especificación ASTM-D-4318. Para asegurar suficiente permeabilidad, los filtros deberán tener un  $D_{15}$  igual o mayor a  $4d_{15}$ , pero no menor a 0.1 mm.
- (3) Cuando  $9d_{85}$  es menor a 0.2 mm, usar 0.2 mm.
- (4) A = porcentaje que pasa la malla No. 200 (0.075 mm), después de cualquier regraduación.
- (5) Cuando  $4d_{85} < 0.7 \text{ mm}$ , usar 0.7 mm.
- (6) En la categoría 4, el  $d_{85}$  puede determinarse a partir de la curva granulométrica original del suelo base, sin haberse hecho ajustes para la partículas mayores a 4.75 mm.

### 12.6.3 Criterio de Sherard-Dunningan

A través de la ejecución de la prueba NEF (*no erosion filter*), realizada en un equipo como el mostrado en la figura 12.29, Sherard y Dunningan (1989) determinaron el tamaño de *filtro frontera*, denominado  $D_{15b}$ , a partir del cual se observa que el material base que se investiga y constituye el corazón impermeable, no experimenta erosión por efecto del paso del agua. Los experimentos se llevaron a cabo en cuatro diferentes grupos de suelo:

- 1) Limos finos y arcillas cuyas partículas pasan más del 85% la malla No. 200.
- 2) Limos, arenas arcillosas, limos arenosos y arcillas que pasan de 40-85% la malla No. 200.
- 3) Arenas limosas y arcillosas, y arenas con gravas con menos del 15% pasando la malla No. 200.
- 4) Suelos intermedios entre los tipos 2 y 3.

Las conclusiones principales del trabajo de estos autores son las siguientes:

- 1) Para las pruebas con filtros más finos que el *filtro frontera*, no existe una erosión visible en las paredes del agujero preconstruido en el material base.
- 2) La prueba NEF da resultados realistas y se puede llevar a cabo para todo el rango de materiales impermeables que se utilizan en la construcción de núcleos impermeables de presas de tierra.

El *filtro frontera*  $D_{15b}$  que separa los filtros que cumplen, de los que "no" cumplen la prueba NEF, es, al igual que los límites de Atterberg y los parámetros de resistencia efectiva al cortante, único para un material impermeable dado; dicho filtro es independiente de las dimensiones del aparato de prueba usado en el laboratorio.

El cuadro 12.4 representa un resumen del criterio de Sherard y Dunningan.

Cuadro 12.4 Filtros fronteras ( $D_{15b}$ ) para cuatro tipos de suelo (según Sherard y Dunningan, 1989).

Tipo de suelo	Contenido de Finos en % < malla N° 200	Filtro frontera $D_{15b}$ (el d se refiere al suelo por proteger)
1	85 – 100	$D_{15b} = 7d_{85}$ (promedio = $9d_{85}$ )

Cuadro 12.4 Filtros fronteras ( $D_{15b}$ ) para cuatro tipos de suelo (según Sherard y Dunningan, 1989) (continuación).

Tipo de suelo	Contenido de Finos en % < malla N° 200	Filtro frontera $D_{15b}$ (el d se refiere al suelo por proteger)
2	40 – 80	$D_{15b} = 0.7 - 1.5 \text{ mm}$
3	0 – 15	$D_{15b} = 7d_{85} - 10d_{85}$
4	15 - 40	Valores intermedios entre tipos de suelos 2 y 3, dependiendo del contenido de finos

### 12.6.4 Requisitos adicionales

Existen adicionalmente otros requisitos propuestos por algunos organismos e instituciones públicas para asegurar que los filtros cumplan las funciones antes señaladas (Poucell, 1982); estos requisitos son:

- 1) El tamaño máximo del material para filtro debe ser menor a 3" (7.5 cm), a fin de que la segregación sea mínima y evitar el arqueo entre partículas grandes durante la colocación.
- 2) El filtro no debe contener más de 5% de material que pasa la malla N° 200.
- 3) Las curvas de distribución granulométricas del material del filtro y del material base (que es el que se trata de proteger), deben ser aproximadamente paralelas cuando se dibujan en papel semilogarítmico.
- 4) Cuando el material base contiene un porcentaje grande de grava, el filtro debe diseñarse utilizando la porción de la curva de distribución granulométrica que es menor que la malla de 1" (2.52 cm).
- 5) El espesor mínimo del filtro debe ser de 1.0 m, a fin de que su construcción se facilite y se reduzcan los efectos de contaminación; sin embargo, el espesor del filtro deberá calcularse para que tenga la capacidad de desalojo del gasto máximo esperado que pueda salir a través de él (Marsal, 1974).
- 6) La compactación del filtro debe ser tal que alcance una densidad relativa no menor al 90%, o bien igual al especificado en la construcción de las zonas vecinas. Dicha compactación debe efectuarse con rodillo vibratorio en capas de espesor no mayor de 30 centímetros.

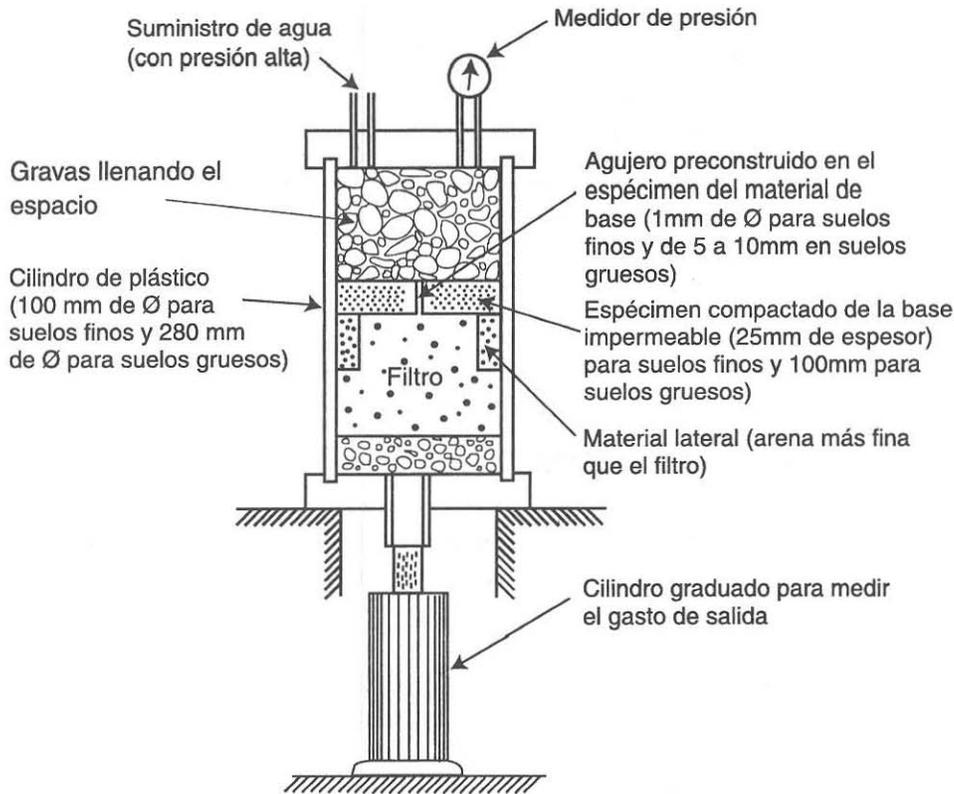


Figura 12.29 Detalles de la prueba del filtro sin erosión (fuera de escala).

- 7) Durante la construcción es indispensable que se lleve un riguroso control de las características y especificaciones de los materiales de filtro, así como de su colocación y grado de compactación o densidad relativa, que deben cumplirse para garantizar el correcto funcionamiento del filtro.
- 8) Para prevenir el movimiento de las partículas del suelo dentro de o a través del filtro, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EUA (1955) exige se cumplan las siguientes condiciones:

$$\frac{15\% \text{ del tamaño del material del filtro}}{85\% \text{ del tamaño del suelo por proteger}} \leq 5 \quad (12.23)$$

y

$$\frac{50\% \text{ del tamaño del material del filtro}}{50\% \text{ del tamaño del suelo por proteger}} \leq 25 \quad (12.24)$$

### 12.6.5 Filtros graduados o de varias capas

Cuando se tienen materiales gruesos (como enrocamientos o boleos) sobre materiales finos erosionables (limos y arenas finas), conviene poner dos o más capas de filtros según se requiera, de manera que entre cada dos de los materiales de transición se evite la tubificación. Para estos casos, tanto el Cuerpo de Ingenieros del Ejército, como el *Bureau of Reclamation* de los EUA, recomiendan que los materiales de los filtros y capas de protección tengan curvas granulométricas que sean más o menos paralelas entre sí; esta recomendación tiene por objeto evitar la segregación y problemas que la misma ocasiona, tal como son el mal funcionamiento o taponamiento del filtro.

La figura 12.30 ilustra gráficamente esta recomendación y en ella se puede observar la gran uniformidad que, para capas delgadas de diferentes materiales en zonas de transición, deben requerirse para evitar la segregación antes señalada.

Cuando se utiliza enrocamiento en los taludes aguas arriba de una presa o bordo de arcilla para la protección contra el oleaje y avenidas rápidas, se requiere tener este tipo de transición. Caso semejante ocurre para una tubería de alivio como la mostrada en la figura 12.31.

### 12.6.6 Usos de geotextiles

En los últimos veinte años se han venido utilizando, como material de filtro, telas sintéticas permeables pero con aberturas lo suficientemente pequeñas para retener las partículas del suelo base. Esta alternativa resulta atractiva cuando no existen bancos de material granular cercanos a la obra. La simplicidad y el bajo costo de la instalación, la considerable

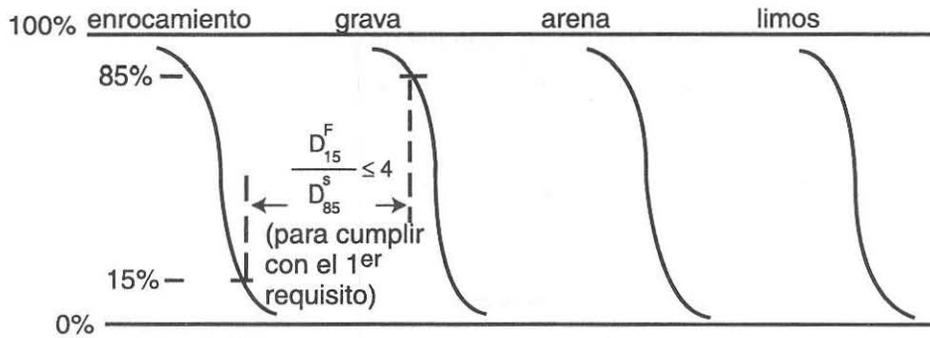


Figura 12.30 Curvas granulométricas.

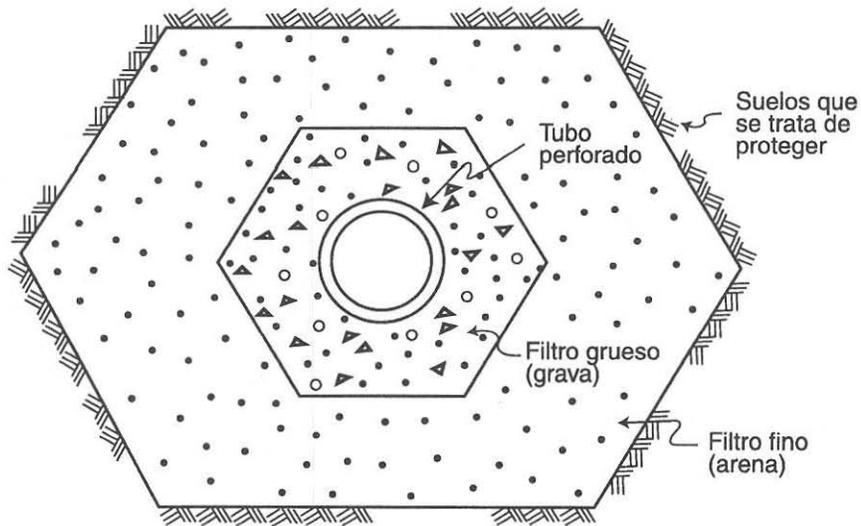


Figura 12.31 Zona de transición en un tubo dren.

resistencia a la tensión y el hecho de que estas telas no son susceptibles al cambio de las temperaturas, son también ventajas a favor de usar esta alternativa. Las telas sintéticas se utilizan también como separadores de materiales para evitar la interpenetración y la contaminación mutua entre suelos con diferentes propiedades o granulometrías.

Las membranas filtrantes se pueden agrupar en dos tipos:

- a) Telas sintéticas tejidas, hechas generalmente de polipropileno estabilizado (figura 12.32).
- b) Telas sintéticas no tejidas, en las cuales las fibras sintéticas tienen arreglos aleatorios, hechas con polipropileno con, o sin protección de nylon, o de poliéster (figura 12.33).

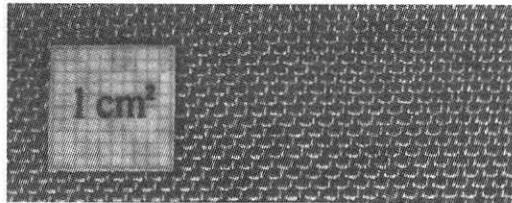


Figura 12.32 Geotextil tejido.

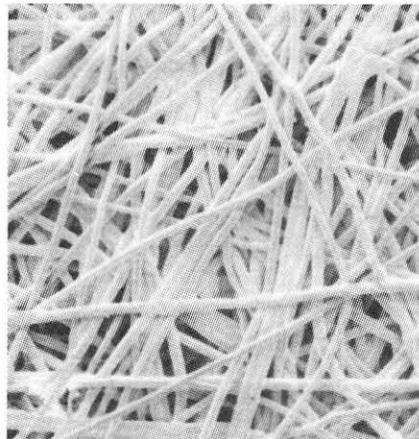


Figura 12.33 Geotextil no tejido.

Cuando los geotextiles se utilizan como material de filtro, sólo son prácticos cuando el sentido del flujo es perpendicular al plano de la tela (Cedergren, 1989). En este caso el espesor del filtro es el mismo que el del geosintético, el cual es muy pequeño (del

orden de milímetros); es muy importante por tanto asegurar que no existan perforaciones, desgarres o espacios entre los traslapes de los segmentos, ni aberturas muy grandes entre los filamentos de la tela, ya que de lo contrario puede haber una pérdida importante del suelo que se trata de proteger. La figura 12.34 muestra un ejemplo típico donde el material geosintético se utiliza para evitar la remoción del material fino en una zona sujeta a oleaje y corrientes de agua. La figura 12.35 muestra otros ejemplos donde las telas geosintéticas se utilizan como simples separadores o material de filtro.

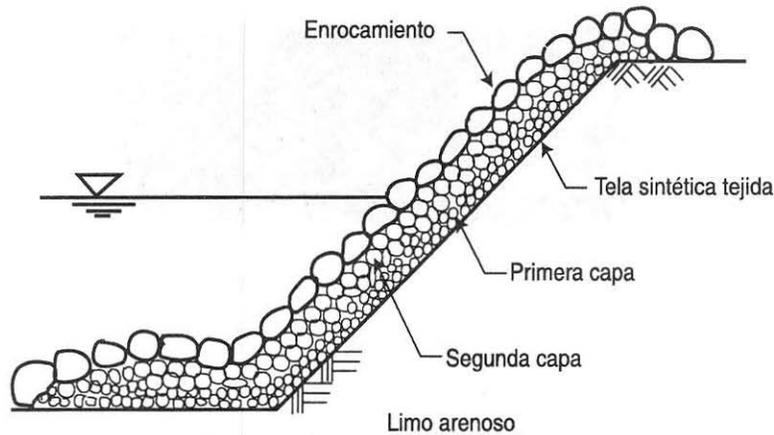


Figura 12.34 Uso de tela sintética tejida para proteger un bordo contra la acción del oleaje.

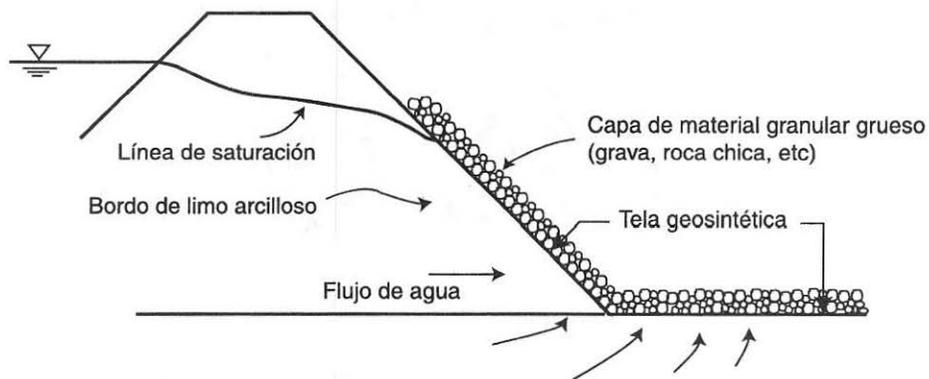


Figura 12.35 Uso de geotextil para proteger contra la erosión por flujo de agua el talud y el pie aguas abajo de un bordo.

La selección de geotextiles para usarse como filtros se basa en la comparación de los tamaños de partículas en el suelo base con la distribución de poros de la tela y en pruebas de permeabilidad. La distribución de poros se determina haciendo pruebas de cribado con esferas calibradas de vidrio, haciendo pruebas de ascensión capilar o mediante análisis de fotografías (Auvinet, 1982). Las curvas de distribución de poros son muy semejantes a las obtenidas en las curvas de distribución granulométricas; la figura 12.36 presenta algunas curvas típicas de distribución de poros. El orden de magnitud de la permeabilidad de estos materiales es de  $10^{-1}$  cm/s a  $10^{-2}$  centímetros por segundo.

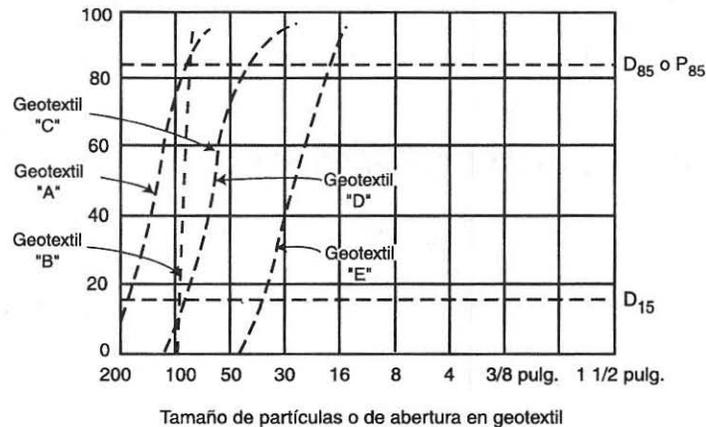


Figura 12.36 Curvas *granulométricas* o de tamaños de abertura en geotextiles para usarse como filtros (Cedergren, 1989).

Auvinet (1982) concluye que las telas sintéticas presentan las siguientes ventajas y limitaciones:

- 1) Su capacidad de retención de partículas de suelo es muy adecuada y probablemente superior y más confiable que la de los filtros granulares.
- 2) Su capacidad drenante es alta en sentido transversal pero muy baja o casi nula en sentido longitudinal, por lo que en la mayoría de sus aplicaciones deben asociarse con un material granular.
- 3) Su susceptibilidad al taponamiento bajo ciertas condiciones puede constituir una limitación seria al uso de este tipo de filtros.

- 4) La continuidad de la protección obtenida con estos materiales depende de un control cuidadoso durante la construcción.
- 5) Su resistencia a la tensión no constituye una ventaja significativa cuando se producen grietas. Su capacidad autosellante es nula.

Una limitación adicional que da el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EUA (1986), es que dado que se sabe muy poco sobre su comportamiento a largo plazo, no es recomendable su uso en áreas poco accesibles, en las caras de aguas arriba de las presas de tierra o para envolver mallas de piezómetros.

Finalmente, un cuidado que se debe tener cuando se utilizan geotextiles en taludes, es asegurar que el coeficiente de fricción entre la tela y el material adyacente es suficientemente grande para evitar la formación de un plano de debilidad.

## 12.7 Conclusiones y recomendaciones

Las principales conclusiones de este capítulo son:

- Existen tres maneras de controlar el flujo del agua a través de una cortina de tierra o bordo:
  - a) Empleo de filtros apropiadamente diseñados que impidan la tubificación o el exceso de subpresión.
  - b) Reducción del flujo mediante el empleo de elementos impermeables.
  - c) Empleo de sistemas de drenaje diseñados y construidos adecuadamente.
- La falla por el fenómeno de la tubificación es una de las más frecuentes que se ha observado en todo el mundo. Se recomienda instrumentar las presas y bordos mediante piezómetros, pozos de observación y medidores de gasto, a fin de detectar cualquier anomalía. En particular, todas las nuevas presas y bordos debieran observarse y monitorearse especialmente durante un primer llenado y los primeros años de operación, y realizar las medidas correctivas una vez que la cortina ha sido puesta a prueba.
- Existen varios elementos impermeables que permiten disminuir el flujo del agua a través de presas y bordos; generalmente dichos elementos reducen la permeabilidad o aumenta la trayectoria del flujo. El uso de las redes de flujo permite analizar la forma en que dichos elementos mejoran la estabilidad y control del flujo. Es importante, sin embargo, aumentar la eficiencia de esos elementos utilizando adicionalmente alguna forma de drenaje.

- La zonificación en sí, mediante materiales graduados que se utilizan en una cortina, no garantiza el control de flujo cuando la permeabilidad del material de respaldo aguas abajo es menor a cien veces la permeabilidad del corazón impermeable, o existe una significativa estratificación como consecuencia de una mala compactación. Es más recomendable usar sistema de drenes internos (verticales y horizontales) que puedan ser diseñados y construidos para que funcionen adecuadamente.
- El empleo de filtros graduados de varias capas, con frecuencia resultan ser una alternativa más económica y con mayor capacidad de drenaje que los filtros-drenes construidos en una sola capa.

## Referencias

ASTM-D-4318 (1991). *Liquid limit, Plastic Limit & Plasticity Index of Soils*.

Auvinet, G. (1982). "Conceptos recientes en materia de filtros para usos geotécnicos". *Memorias del Simposio Uso de Medios Filtrantes en Ingeniería Sanitaria y Mecánica de Suelos*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Bertram, G.E. (1940). *An Experimental Investigation of Protective Filters*, Harvard Soils Mechanics, Series No. 7, Harvard University, E.U.A.

Cedergren H. (1989). *Seepage, Drainage, and Flow Nets*, Third Edition, John Wiley & Sons, Inc., pp 151-200.

Cedergren, H. (1973). "Seepage Control in Earth Dams", *Embankment Dam Engineering Casagrande Volume*. John Wiley, pp 21-45.

COMECOM (1969). *Reserch Report Concerning Seepage Around Hydraulic Structures and Protective Actions Against Seepage*. Manuscrito en Budapest.

Dupuit, J. (1863). *Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et á travers les terrains perméables*, Paris.

Flores Berrones, R. (2001). *Flujo de agua a través de los suelos*.

Flores Berrones, R. (1993). *Informe Interno; Visita a Tamuín, SLP*. Consultivo Técnico, Comisión Nacional del Agua.

Harr, M. (1962). *Groundwater and Seepage*, McGraw-Hill Book.

International Commission on Large Dams (1994). *Use of Granular Filters and Drains in Embankment Dams*, Bulletin 95, Paris.

Juárez Badillo E. y A. Rico (1974). *Mecánica de Suelos III*, Limusa.

Lubochkov, E. A. (1955). *Design of Protective Filters of Hydraulic Structures* (en ruso); Tesis doctoral, Leningrado.

Marsal, R. J. (1974). *Presas pequeñas. - Notas sobre diseño y construcción*, Publicación No. 326 del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Poucell, R. (1982). "Uso de filtros en geotecnia", *Simposio sobre Criterios para el uso de medios filtrantes en Ingeniería Sanitaria y Mecánica de Suelos*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. pp 25-46.

SARH (1987). *Manual de Mecánica de Suelos; Tomo V; Diseño de estructuras Térereas*. Dirección de Ingeniería Experimental.

Sherard, J. L. y Dunnigan, L. P. (1989). "Critical Filters for Impervious Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 115(7), 927-947.

Sherard, J. L. y Woodward, R.J., Gizienski, S.F. y Clevenger, W.A. (1967). *Earth and Earth-Rock Dams*, John Wiley, Cap. 2.

Taylor, D. W. (1954). *Fundamentals of Soil Mechanics*; John Wiley N.Y.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley N.Y.

Trujillo Palacios F., (2001), *Filtraciones y erosión interna en presas de tierra*. Tesis de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

U.S. Army. Corps of Engineers (1995). *Drainage and Erosion Control-Subsurface Drainage Facilities for Airfields*. Part. III, Chapter 2, Engineering Manual, Washington, D.C.

U.S. Bureau of Reclamation (1987). *Design Standards No 13-Embankment Dams*, Chapt. 5 Potective Filters.

# 13 ESTABILIDAD DE TALUDES

*Xiangyue Li Liu*

## 13.1 Introducción

Antes de los años treinta del siglo pasado, la estabilidad de las cortinas de tierra y enrocamiento se evaluaba exclusivamente con base en experiencias. Aunque el método sueco fue desarrollado en los años veinte, la incertidumbre sobre la selección de los parámetros de resistencia al corte hacía que los ingenieros dudaran los alcances del método. A partir de los años treinta, Terzaghi y otros ingenieros de mecánica de suelos establecieron las bases teóricas y experimentales para la determinación de los parámetros de suelo en el laboratorio y aplicaron los métodos de análisis en el diseño de muchas presas. El análisis de estabilidad se convirtió desde entonces en el método esencial para el diseño, especialmente en las presas de tierra. Para las presas de enrocamiento, sin embargo, prevalecían muchas dudas acerca de cómo seleccionar los parámetros de resistencia. Hasta los años sesenta fue cuando se dieron grandes avances en el análisis de materiales enrocamiento con el desarrollo de cámaras triaxiales a gran escala como la que se construyó en México por Marsal (1967).

Los análisis de estabilidad consideran los estados últimos de falla en los suelos sin tomar en cuenta las deformaciones que estos experimentan durante el proceso de carga. Desde los años setenta hasta la fecha, este tipo de análisis ha sido enriquecido considerablemente por incluir las relaciones esfuerzo-deformación, con la finalidad de estudiar detalladamente las fallas y adicionalmente el proceso de deformación antes y después de las mismas. Aunque, gracias al poderío de herramientas computacionales, los análisis esfuerzo-deformación tienen impulsos significativos y aportan conclusiones importantes en la práctica actual de diseño, los análisis de estabilidad siguen siendo la parte medular del proceso de diseño. En varias normas de diseño para presas, establecidas en países tales como Japón, Estados Unidos, China, Rusia e India, se sigue utilizando este tipo de análisis para verificar los requisitos mínimos de estabilidad.

El análisis de estabilidad no ha dejado de ser importante aun en la actualidad por varias razones. La mayoría de las fallas registradas en taludes térreos son movimientos masivos siguiendo una superficie de falla más o menos definida. Este patrón de falla

difiere mucho de la concepción de deformaciones continuas que generalmente se toma en cuenta en un análisis de esfuerzo y deformación. Para quien diseña una obra le resulta siempre imprescindible conocer cuál es el estado de falla último y bajo qué circunstancias se presentará. Por ello, se ha acumulado en el pasado vasta experiencia en la determinación de los parámetros de suelo, definición de mecanismos de falla, realización de métodos de análisis y selección de factores de seguridad. Estas experiencias, aunque desarrolladas en la época en que muchos cálculos se hacían manualmente, difícilmente pueden reemplazarse por los nuevos métodos numéricos incluso en la era de computadoras modernas.

Para la evaluación de seguridad de presas, el análisis de estabilidad y los métodos refinados de esfuerzo-deformación tienen su lugar propio y deben complementarse. Estos últimos, por ejemplo, pueden aportar valiosa información adicional sobre el estado de falla progresiva en que la magnitud de deformación influye de manera determinante en la resistencia al corte. Los factores de seguridad, calculados en los análisis de estabilidad, no son valores que se pueden medir físicamente. El cambio en estos factores está reflejado indirectamente en la evolución de deformaciones y esfuerzos por lo que la relación entre estos parámetros y factores de seguridad es relevante para interpretar observaciones de campo en un programa de monitoreo. Es deseable, consecuentemente, realizar ambos tipos de estudio para definir un panorama más completo del problema y buscar soluciones eficaces y económicas.

Los procedimientos del análisis de estabilidad, por lo general, requieren de los siguientes datos:

- Geometría y zonificación de la cortina.
- Estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación.
- Condiciones geohidrológicas.
- Peso volumétrico para el cálculo de cargas por peso propio.
- Condiciones de carga externa: nivel del agua, sismo, etcétera.
- Parámetros de resistencia: cohesión y ángulo de fricción.

Con base en estos datos de entrada se determinan los factores de seguridad utilizando alguno o algunos de los métodos de análisis. Dichos factores se comparan con los valores requeridos predeterminados que garantizan la estabilidad. Si los factores de seguridad son mayores que los requeridos, los taludes serán seguros.

El análisis de estabilidad no es únicamente un simple cálculo del factor de seguridad como parece ser. Un proyecto de presa generalmente involucra no solamente el cuerpo del terraplén, sino también el terreno de cimentación, así como laderas cercanas al sitio de la presa u otros taludes dentro del embalse. Las laderas inestables pueden impactar

directamente sobre el cuerpo de la cortina destruyendo parte de la misma; en otras ocasiones, los deslizamientos de tierras, lejanos de la cortina, pueden elevar súbitamente el nivel del embalse provocando el oleaje y desbordamiento.

Los mecanismos de falla pueden ser variados, desde fallas circulares en masas de suelo hasta bloques rocosos. La falla se puede generar por el peso propio o por cambios en condiciones hidrológicas subterráneas o subsuperficiales. Por ejemplo, el vaciado rápido es una de las condiciones críticas tanto para el terraplén como para el vaso. También tiene influencias significativas la inestabilidad interna de materiales como disolución, colapso y licuación. Tener una visión integral sobre el problema es más importante que buscar resultados numéricos aparentemente exactos.

Este capítulo describe, en primera instancia, los principales tipos de falla en taludes, así como sus causas. Se abordan en seguida algunos aspectos relativos al análisis: resistencia al corte, presión de poro y factor de seguridad; posteriormente se describen los principales métodos de análisis. Finalmente, se presentan algunas cartas de diseño para tres diferentes tipos de cortina: sección homogénea, enrocamiento y materiales graduados. Se dan algunos ejemplos de aplicación en cada caso.

## 13.2 Fallas en taludes

### 13.2.1 Tipos de falla

Debido a diferentes tipos de suelo, compleja estratigrafía y variadas condiciones de carga, existen múltiples formas en que puede fallar un talud. En la figura 13.1 se muestran los esquemas presentados por Skempton y Hutchinson (1969). A grandes rasgos, las fallas ocurren en taludes de suelo en una de las cuatro formas: traslado, cuña o plano, circular y no circular; una falla también puede ser compuesta de estas cuatro formas básicas. El cuadro 13.1 resume las condiciones geológicas que afectan la forma como se desarrollan diferentes tipos de superficies de falla.

Cuadro 13.1 Condiciones geológicas para diferentes tipos de falla  
(Abramson, *et al.*, 1999).

Condiciones geológicas	Superficie de falla potencial
Suelos granulares. Suelos residuales o coluviales sobre rocas superficiales.	

Cuadro 13.1 Condiciones geológicas para diferentes tipos de falla (continuación)  
(Abramson, *et al.*, 1999).

Condiciones geológicas	Superficie de falla potencial
Arcillas duras fisuradas y lutitas marinas con una zona superior fuertemente intemperizada.	Traslado de poca profundidad con respecto a su longitud.
Bloque deslizante. Roca estratificada e inclinada o suelo. Material con capas débiles o espejos de falla. Suelo cohesivo duro, firme e intacto sobre taludes profundos.	Superficie plana.
Bloques deslizantes en masas rocosas. Rocas sedimentarias intemperizadas y estratificadas. Lutitas arcillasas, arcillas duras y fisuradas. Suelos estratificados. Escombros laterales sobre depósitos coluviales.	Superficies planas múltiples.
Estratos profundos de suelo residual o coluvial. Arcillas marinas blandas. Suelos cohesivos blandos o firmes.	Forma circular o cilíndrica.

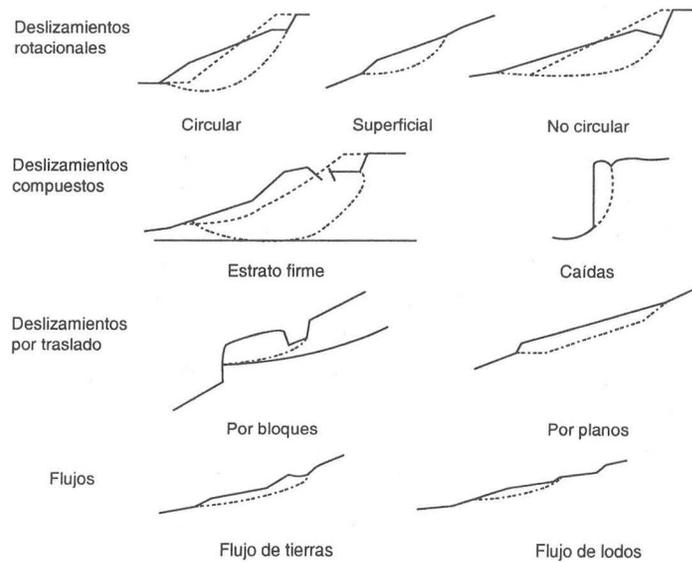


Figura 13.1 Tipos de movimientos de masa en taludes arcillosos (Skempton y Hutchison, 1969).

Las fallas de plano o de cuñas son comunes en taludes o terrenos donde existe un estrato de suelo o una lente con resistencias relativamente bajas. También pueden ocurrir en cortinas zonificadas. La falla por traslado ocurre en suelos someros sobreyacentes sobre materiales relativamente firmes. A veces falla de esta manera la capa de enrocamiento sobre un talud en una sección homogénea. Las superficies circulares por lo general se hallan en suelos homogéneos donde no predomina alguna configuración geométrica destacada. Suelen pertenecer a este tipo las superficies de falla dentro de la sección homogénea. Las fallas circulares pueden ser superficial, al pie de talud o profunda dependiendo de la posición de la salida del círculo de falla con respecto al pie de talud. Cuando el suelo es heterogéneo, lo que es frecuente en laderas naturales, las superficies de falla no son circulares y consisten en una combinación de secciones planas y curvas.

La gran mayoría de las fallas de talud se presentan de manera espontánea; pero algunas pueden ocurrir paulatinamente. Estas fallas progresivas se desarrollan por varias secciones curvas en suelos estratificados en que las primeras fallas provocan las posteriores y así sucesivamente.

### ***13.2.2 Causas de falla***

Los taludes son estables cuando la fuerza resistente proporcionada por la resistencia al corte del suelo es mayor que la fuerza activa generada por el esfuerzo cortante, mismo que proviene de la combinación de las condiciones de entorno y de carga. La inestabilidad del talud tiene su origen en el aumento en esfuerzos cortantes y/o disminución en resistencias al corte. Los factores principales que contribuyen en estas dos causas se presentan en los cuadros 13.2 y 13.3. Estos cuadros están basados en la referencia de HRB (1978) tomando en cuenta algunas consideraciones adicionales de Sowers y Sowers (1994).

La falla puede ser el resultado de cualquier de estos factores o una combinación de ellos. El efecto del agua es decisivo pues algunas estadísticas indican que el 90% de las fallas de talud está de alguna manera asociado con el agua. En la revisión de estabilidad de laderas naturales o en el diseño de taludes a construir, se deben identificar los factores actuales y futuros que inciden en la inestabilidad; es siempre preferible eliminar los factores desfavorables. De ser imposible, se debe aumentar el factor de seguridad o modificar los parámetros del suelo anticipando cambios futuros en las condiciones del entorno.

Cuadro 13.2 Factores que causan al aumento en esfuerzos cortantes.

(1)	Remoción del soporte.
A.	Erosión.
1.	Por corrientes y ríos.
2.	Por glaciares.
3.	Por acciones de oleajes y corrientes marinos.
4.	Por humedecimiento y secado sucesivos (vientos y helada).
B.	Movimientos de laderas naturales (caídas, deslizamientos, asentamientos).
C.	Actividad humana.
1.	Cortes y excavaciones.
2.	Remoción de muros de retención o ataquías.
3.	Vaciado de cuerpos de agua (lagos y lagunas).
(2)	Sobrecarga.
A.	Por causas naturales.
1.	Peso de la precipitación (lluvias y nevada).
2.	Acumulación de materiales debida a deslizamientos antiguos.
3.	Aumento del peso de la tierra por el incremento en contenido de agua.
B.	Por actividad humana.
1.	Construcción de rellenos.
2.	Edificios y otras sobrecargas sobre la corona.
3.	Fugas de agua en alcantarillas y sistemas de agua potable y drenaje.
(3)	Efectos transitorios (sismos y voladuras).
(4)	Remoción de materiales subyacentes que dan soportes.
A.	Por ríos o mares.
B.	Por el intemperismo.
C.	Por erosiones subterráneas debidas a filtración (tubificación), agentes solventes, etcétera.
D.	Por actividad humana (excavación o actividad minera).
E.	Por la pérdida de la resistencia en materiales subyacentes.
(5)	Incremento en presiones laterales.
A.	Por el agua en grietas y fisuras.
B.	Por la helada del agua en fisuras.
C.	Por la expansión de arcillas.

Cuadro 13.3 Factores que causan la reducción en resistencias al corte de suelos.

(1)	Factores inherentes en la naturaleza del material.
A.	Composición.
B.	Estructura.
C.	Estructuras secundarias o heredadas.
D.	Estratigrafía.
(2)	Cambios causados por el intemperismo y actividad fisicoquímica.
A.	Procesos de humedecimiento y secado.
B.	Hidratación.
C.	Lavado de agentes cementantes.
(3)	Efecto de presiones de poro.
(4)	Cambios en la estructura.
A.	Alivio de esfuerzos.
B.	Desintegración por perturbaciones externas, vibraciones o sismos.
(5)	Deformación y falla progresiva en suelos sensibles.

## 13.3 Consideraciones para el análisis

### 13.3.1 *Parámetros de resistencia al corte*

En los análisis de estabilidad es prioritaria la determinación de los parámetros de resistencia al corte pues sin conocerlos con precisión cualquier análisis, por más refinado que sea, es de poca utilidad para el diseño. La resistencia al corte de los suelos varía en un intervalo muy grande de acuerdo con las condiciones del entorno y, particularmente, con el grado de saturación, cambios en presión de poro y esfuerzos efectivos.

Los parámetros de resistencia al corte usualmente se determinan en las pruebas de carga triaxial de compresión. Este aparato permite simular, mediante dos fases de prueba, el proceso de carga que tiene lugar en la construcción de un terraplén; la primera consiste en aplicar una presión de confinamiento a la muestra que es equivalente al estado de esfuerzo del suelo en el campo y, posteriormente, en la segunda fase, se aplica una carga axial que viene simulando una carga cortante, manteniéndose la presión de confinamiento constante. Las dos fases de prueba se llaman de consolidación y de falla, respectivamente. Para cada par de presión de confinamiento y el esfuerzo cortante en la falla, se dibuja un círculo de Mohr. La prueba se repite para varias presiones de confinamiento obteniendo varios círculos de falla. La envolvente de estos círculos define la resistencia al corte Mohr-Coulomb.

En suelos cohesivos y suelos granulares finos, todos ellos saturados, la envolvente puede aproximarse por una línea recta que está definida por dos parámetros de suelo: cohesión y ángulo de fricción. Sin embargo, la mayoría de los materiales utilizados para la construcción de presas son enrocamientos y suelos no saturados en los que la envolvente es no lineal. Si se anticipa el rango de esfuerzos de confinamiento a que estará sujeta la presa, es posible aproximar la curva por una línea recta; en otros casos, es más razonable usar directamente una ley no lineal.

A fin de que las condiciones de prueba en el laboratorio sean lo más parecidas posible a las de campo, hay que tomar en cuenta varios factores de influencia. A continuación se mencionan algunos de los más importantes.

**Condiciones de consolidación.** Durante la etapa de consolidación, se puede simular el estado de esfuerzo inicial a que está sujeto el suelo. Lo más común es aplicar una presión isotrópica aunque en algunos casos tal como, por ejemplo, el del vaciado rápido, los esfuerzos deben aplicarse anisotrópicamente, esto es, los esfuerzos horizontales y

verticales son diferentes. Además, las cargas de consolidación pueden llevarse cabo permitiendo o no la disipación de exceso en presión de poro, estableciendo así condiciones consolidada (C) y no consolidada (U).

**Condiciones de drenaje.** En suelos saturados, el que controla la resistencia al corte de suelo es el esfuerzo efectivo y no el esfuerzo total. El esfuerzo efectivo es el esfuerzo total menos la presión de poro y depende de la velocidad de aplicación de la carga comparada con la velocidad de drenaje del suelo. Si las cargas se aplican al suelo rápidamente, como en el caso de la construcción rápida de un terraplén de gran altura, debe usarse la resistencia del suelo sin drenaje (U) o de la prueba UU. Si las cargas se aplican lentamente, la resistencia sin drenaje será conservadora y la resistencia con drenaje (D), será más realista y económica. La prueba, considerando la consolidación y sin drenaje en la fase de falla, se conoce por prueba CU. El ensayo CD, consolidado y drenado, representa la condición en que se disipa todo el exceso en presión de poro.

Las envolventes de Mohr-Coulomb se definen sin ambigüedad en las pruebas UU y CD, pues la resistencia al corte está relacionada con el esfuerzo total en las primeras y con el esfuerzo efectivo en las últimas. En las pruebas UU y CU en que se miden las presiones de poro, las envolventes se definen en función de esfuerzos efectivos. En la prueba CU sin la medición de presión de poro, pudiera surgir alguna confusión porque los esfuerzos se expresan en forma mixta. En la etapa de consolidación, los esfuerzos de consolidación se expresan en función de los esfuerzos efectivos y, en la etapa de falla, los esfuerzos desviadores o cortantes son totales. La práctica usual es presentar la envolvente de estos círculos, marcada por la envolvente convencional en la figura 13.2. Sin embargo, en el diseño, la resistencia al corte (punto B) corresponde al esfuerzo efectivo de consolidación en el punto A. Lo correcto es usar el punto C para denotar la resistencia al corte correspondiente al esfuerzo efectivo de consolidación. De todos los círculos se obtienen diferentes puntos C y uniendo todos ellos se traza una envolvente modificada. La resistencia al corte definida por la envolvente modificada es 15 a 20% mayor que por la envolvente convencional.

**Condiciones de falla.** Existen dos formas para llevar a las muestras de suelo a la falla: carga controlada y deformación controlada. Bajo la carga controlada, la muestra de suelo falla de manera frágil alcanzando el valor máximo de resistencia que corresponde a un nivel bajo de deformación cortante. Por otro lado, la deformación controlada es capaz de llevar el suelo a deformaciones cortantes mucho mayores. Si el material, que típicamente es una arcilla normalmente consolidada o arena suelta, experimenta la

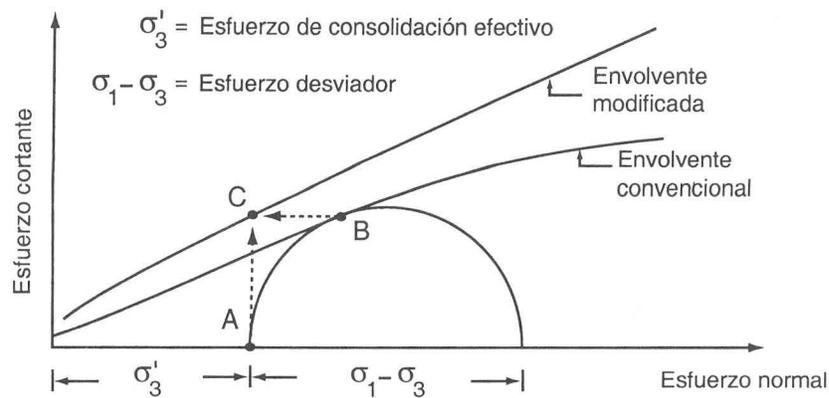


Figura 13.2 Envolvertes de Mohr-Coulomb en pruebas CU.

reducción en volumen durante la etapa de falla, no se registra una falla abrupta sino un aumento continuo en esfuerzos cortantes conforme se incrementa la deformación cortante. En este caso, el estado de falla se define a un nivel de deformación del orden de 15 a 20%. En otros materiales, que son típicamente arcilla fuertemente preconsolidada o arena densa, a medida que se incrementa la deformación cortante, los esfuerzos cortantes llegan a un valor máximo a partir del cual tiende asintóticamente a un valor último. Se definen entonces las resistencia máxima y última. En arcillas es posible definir otro concepto de resistencia al corte: resistencia residual, que se determina en pruebas de corte directo y que corresponde a desplazamientos (no deformaciones) muy grandes; 10 cm o más.

**Grado de saturación.** Cuando los suelos no están completamente saturados, la presión de poro negativa o succión, que en el suelo arenoso es equivalente a la tensión capilar, produce una resistencia que parece dar al suelo una cohesión aparente; en consecuencia, el talud puede ser temporalmente estable, pero la saturación o el secado pueden eliminar esa succión causando una pérdida de la temporal resistencia al corte. Las presas tienen que diseñarse para la condición más desfavorable considerando que los materiales están en el estado saturado. En consecuencia, los parámetros CU o CD son más adecuados.

**Traectoria de esfuerzos.** La trayectoria de esfuerzos define cómo se relacionan los esfuerzos normales y cortantes durante la prueba. La trayectoria de esfuerzos puede

expresase en función de esfuerzo efectivo o total. La trayectoria de esfuerzos totales en la prueba triaxial convencional es bilineal: una para la etapa de consolidación y la otra para el periodo de falla. Durante la construcción de un terraplén la trayectoria es lineal partiendo del estado de esfuerzo nulo y los esfuerzos normal y cortante se incrementan proporcionalmente. Durante el llenado, el incremento en los esfuerzos cortantes es menor en comparación con los esfuerzos normales.

### 13.3.2 *Condiciones de presión de poro*

Las condiciones de presión de poro varían en diferentes etapas en la vida de una presa. En la figura 13.3 se muestra cómo se van modificando en una presa de tierra los esfuerzos cortantes, presiones de poro y factor de seguridad (Bishop y Bjerrum, 1960). Se suponen dos superficies de falla, a los lados aguas arriba y abajo, respectivamente. Durante la construcción, los esfuerzos cortantes se incrementan a lo largo de las superficies de falla, mientras que las presiones de poro promedio lo hacen proporcionalmente y una parte de las cuales se disipa por la facilidad de drenaje que dan las caras de talud. El factor de seguridad se disminuye gradualmente en esta etapa. El final de construcción es una de las condiciones críticas en que el factor de seguridad alcanza uno de los valores mínimos. Entre el final de construcción y el comienzo del llenado, el factor de seguridad aumenta ligeramente por la disminución de exceso en presión de poro.

Durante el llenado del embalse, la combinación de la disminución en esfuerzos cortantes e incremento en la presión de poro da como resultado un aumento en el factor de seguridad. En el embalse lleno, se mantienen invariables los esfuerzos cortantes con pocos cambios en presiones de poro; el factor de seguridad varía poco aunque tiende a alcanzar asintóticamente un valor mínimo. El vaciado rápido es otra condición crítica porque se incrementan de nuevo los esfuerzos cortantes y el factor de seguridad llega a tener otro nivel mínimo; las presiones de poro van hacia una ligera disminución. Después del finalizado el vaciado, el factor de seguridad tiende a incrementarse de nuevo por la disipación de exceso en presión de poro.

En resumen, se deben revisar las siguientes tres condiciones críticas:

- Final de construcción.
- Flujo establecido.
- Vaciado rápido.

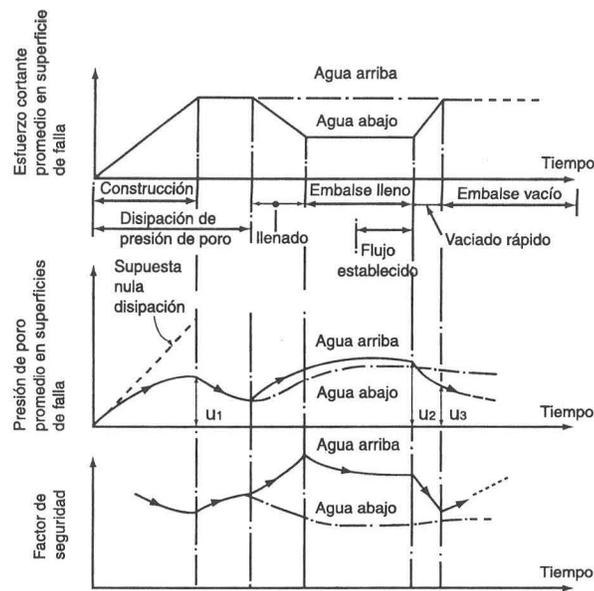


Figura 13.3 Cambios en esfuerzo cortante, presión de poro y factor de seguridad durante y después de la construcción de una presa de tierra (Bishop y Bjerrum, 1960).

Para el talud aguas abajo, se omite la última condición.

El análisis al final de construcción se puede llevar a cabo usando conceptos de esfuerzos totales o efectivos. El análisis de esfuerzos efectivos requiere conocer explícitamente la distribución de presiones de poro, las cuales son producto de cambios en el estado de esfuerzos. Usualmente se usa el concepto de coeficientes A y B para la estimación de estas presiones de poro. Como el análisis de esfuerzos efectivos es laborioso es sustituido usualmente por el de esfuerzos totales. En este último, la resistencia al corte se determina en las pruebas no consolidadas no drenadas UU; las presiones de poro no se consideran explícitamente pero sus efectos se reflejan en los parámetros de resistencia UU. Por lo tanto, los especímenes de laboratorio deben ser representativos de los suelos en el campo y las presiones de poro en las probetas deben ser iguales a las existentes en el campo. En ocasiones estas exigencias no se cumplen en el laboratorio y se recurre consecuentemente a algunas correcciones sobre los valores determinados en las pruebas UU.

La condición del flujo establecido se analiza utilizando los esfuerzos efectivos y para ello los parámetros de resistencia se determinan en las pruebas CD. Las presiones de poro se estiman con base en resultados del análisis de flujo de agua. El método de

red de flujo es eficiente para tal fin. La estabilidad del talud aguas arriba depende del nivel del embalse y la condición crítica, por lo general, está dada para un nivel intermedio del agua; es necesario realizar varios análisis utilizando diferentes niveles del embalse a fin de definir la condición más crítica.

El vaciado rápido se puede analizar en términos de esfuerzos efectivos definiendo de antemano el flujo de agua. El análisis es similar al de flujo establecido. Lowe (1967) ha recomendado otra alternativa que consiste en dos etapas. El primer análisis, de esfuerzos efectivos, determina las superficies de falla más críticas bajo el embalse lleno y los esfuerzos normales y cortantes a lo largo de estas superficies. Este análisis también es del tipo de flujo establecido. Se determinan en las pruebas CU las resistencias usando los valores conocidos de esfuerzo efectivo de consolidación y del cociente entre los esfuerzos principales. Utilizando las resistencias al corte CU así definidas, se realiza un segundo análisis, que ahora es de esfuerzos totales.

### 13.3.3 Factor de seguridad

**Definición.** La estabilidad del talud se evalúa mediante el cálculo de factores de seguridad por lo que la definición de éstos vuelve ser de primordial importancia. En los primeros análisis, como en el método sueco, el factor de seguridad se define como el cociente entre el momento resistente y el momento actuante. Esto es posible porque la superficie de falla es circular y las condiciones de equilibrio se logran por momentos alrededor del centro de giro del círculo considerado. Cuando se considera un plano de falla en lugar de un círculo, se ha definido el factor de seguridad como el cociente entre la fuerza resistente total y la fuerza actuante, ambas a lo largo del plano. Estas maneras de definir factores de seguridad dependen de la forma de la superficie de falla y condiciones de equilibrio generando, por lo tanto, confusiones e inconsistencias cuando la superficie de falla es no circular; los factores de seguridad calculados pueden ser diferentes dependiendo de qué tipo de equilibrio se considera: momento o fuerza.

Bishop (1955) quizá fue quien introdujo por primera vez una alternativa para definir el factor de seguridad. Dicho factor se define en un punto a lo largo de una superficie de falla potencial, que es el cociente entre la resistencia al esfuerzo cortante y el esfuerzo cortante requerido para mantener ese punto en equilibrio:

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (13.1)$$

donde  $F$  = factor de seguridad,  $\tau_f$  y  $\tau$  son las resistencias al corte disponible y movilizada, respectivamente. Para un talud estable el factor de seguridad no debe ser menor que

uno. Esta definición es independiente de la geometría de la superficie de falla y condición de equilibrio global; su significado físico es más claro y su uso puede extenderse a condiciones generales.

En el análisis estructural de edificios, se acostumbra definir, en lugar del factor de seguridad, factores de resistencia y de carga. La definición de Bishop es consistente con el factor de resistencia. Dicho esto, es fácil de entender que se pueden usar diferentes factores de seguridad para la cohesión y fricción. Los parámetros de cohesión, por lo general, tienen una mayor incertidumbre en su determinación en el laboratorio que los de ángulos de fricción. Esto se debe a que existe una mayor variación de cohesión. Por ejemplo, la cohesión puede presentar una variación estadística de 40% y el ángulo de fricción de sólo 6%. En rocas, existen mayores variaciones en cohesión todavía. Es razonable entonces usar un factor de seguridad mayor para el componente de cohesión.

**Valores mínimos.** La selección de factores de seguridad es un proceso de toma de decisiones. Mayores factores de seguridad se adoptan cuando mayores incertidumbres se tienen sobre los parámetros de suelo, condiciones hidráulicas del sitio o estratigrafía. Se utilizan mayores factores de seguridad cuando la calidad de exploración geotécnica no se encuentra en un nivel deseado en cuanto al número y calidad de sondeos y muestreos. Asimismo, cuando las características de los materiales son poco conocidas, el factor de seguridad debe descontar tal incertidumbre.

Por medio del análisis de estabilidad de talud, no se pueden estimar directamente deformaciones del talud; sin embargo, existe una relación directa, aunque en forma cualitativa, en que un talud con mayor factor de seguridad sufre menor deformación. En consecuencia, otro papel que juega el factor de seguridad es limitar las deformaciones en el talud a un límite de tolerancia o al nivel esperado de desempeño estructural.

En el cuadro 13.3 se presentan los típicos valores de factor de seguridad bajo diferentes condiciones de carga que comúnmente se consideran en problemas de bordos y presas.

Cuadro 13.3 Factores de seguridad.

Condición	Análisis	Prueba	Factor de seguridad*
Final de construcción, aguas arriba y aguas abajo	Esfuerzo total	UU	1.25
Flujo establecido con llenado parcial, aguas arriba	Esfuerzo efectivo	CD	1.5
Flujo establecido, aguas abajo	Esfuerzo efectivo	CD	1.5
Vaciado rápido, aguas arriba	Esfuerzo efectivo/total	CD o CU	1.25

\*Referencia Lowe (1988).

## 13.4 Métodos de análisis

### 13.4.1 Superficies de falla simples

El análisis de la estabilidad de un talud es un problema de equilibrio plástico. Cuando la masa está a punto de perder el equilibrio, las fuerzas que producen el movimiento llegan a ser iguales a la resistencia que opone la masa a ser movida. La resistencia movilizada puede ser menor, igual o mayor que la resistencia disponible del suelo, dependiendo del factor de seguridad. Los análisis de equilibrio plástico tienen por objeto establecer la relación entre todas las fuerzas activas y resistentes dada la geometría de una superficie de falla y deducir, en consecuencia, el factor de seguridad. A continuación se analizan cuatro tipos de superficies de falla; se las consideran simples porque en su análisis está explícitamente contemplada la distribución de esfuerzos normales a lo largo de la superficie de falla.

**Talud infinito.** En un talud infinito la superficie de falla no se intercepta con cualquier otra superficie de terreno. El suelo puede ser estratificado, cuyo plano tiene que ser paralelo al talud (figura 13.4a). El análisis del talud infinito es relativamente sencillo, razón por la cual se puede incluir de manera explícita una serie de factores tales como flujo de agua, vegetación, cohesión, fricción y sismo. El análisis permite una evaluación comparativa rápida entre estos factores (Alva, 2001). En un talud que no necesariamente sea de gran altura, algunas fallas superficiales pueden representarse adecuadamente por un talud infinito. Por ejemplo, en cortinas de enrocamiento o de materiales graduados, aunque la falla global sigue una superficie distinta a un plano, la estabilidad local de la capa de enrocamiento puede considerarse de talud infinito.

Aquí el flujo de agua es un aspecto que se analiza con mucha facilidad. Si el talud es friccionante y saturado, y el nivel freático coincide con la superficie del terreno, el factor de seguridad está dado por

$$F = \left[ 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_{sat}} \frac{\cos \theta}{\cos \beta \cos(\theta - \beta)} \right] \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (13.2)$$

donde la red de flujo forma un ángulo  $\theta$  con el eje horizontal; el ángulo de inclinación del talud es  $\beta$ . La ec. (13.2) es válida sólo cuando el factor de seguridad resulte positivo.

En el caso en que  $\theta = \beta$  el flujo es paralelo al talud; cuando  $\theta = 0$ , el flujo es horizontal. Suponiendo que  $\gamma_{sat}/\gamma_w = 2$ , se puede demostrar por la ec. (13.2) que el factor de seguridad se reduce a la mitad con la presencia de fuerzas de filtración en el caso del flujo emergente, paralelo al talud. Las fuerzas de filtración afectan a los taludes aguas abajo bajo la condición de flujo establecido y a los taludes aguas arriba durante el vaciado rápido.

**Superficie circular.** Las superficies de falla circulares se pueden desarrollar en tres formas: de talud, de pie de talud y de base (figura 13.4b). En las primeras, los círculos tienen pequeños radios y las superficies pasan por la cara del talud. Las superficies de falla del tipo pie de talud pasan exactamente por el pie del talud sin rebasar la línea de referencia del pie de talud; estas fallas se presentan en taludes de gran pendiente y en suelos que tienen un ángulo de fricción apreciable. Las fallas de base son profundas y se producen en arcillas blandas; aunque los círculos pueden pasar por el pie de talud generalmente salen de la superficie por la base del talud.

Si el talud es homogéneo y de suelo cohesivo ( $\phi = 0$ ), representativo de las condiciones no drenadas o al final de construcción en arcillas saturadas, el análisis es sencillo por involucrar únicamente la cohesión. El equilibrio se establece mediante momentos de volteo.

Cuando el suelo es del tipo friccionante-cohesivo ( $\phi > 0$ ), se puede emplear el método de círculo de fricción propuesto por Taylor (1937). El método es igualmente útil en términos de esfuerzos totales y efectivos con el requerimiento de que el talud sea homogéneo. El fundamento teórico es el siguiente: a lo largo del círculo de falla, los esfuerzos normal y cortante tienen una resultante cuya dirección es tangente a un círculo pequeño cuyo centro es el mismo del círculo de falla. La resultante de todos los esfuerzos normales del círculo, concentrándose en un punto, se encuentra en equilibrio con el peso de la masa del suelo y la resultante de cohesión. Se puede demostrar que el factor de seguridad así calculado es el más desfavorable. La carta de diseño de Taylor (Taylor, 1937; Terzaghi y Peck, 1967) fue preparada con base en este método.

**Superficie plana.** Este tipo de fallas ocurre en taludes en que existe una capa o lente débil que domina la estabilidad global. Como la geometría está bien definida, se establece directamente el equilibrio entre el peso de la masa movilizada y la resistencia al corte (figura 13.4c).

**Falla por cuñas.** Las cuñas de falla se presentan en cortinas cimentadas en cimentaciones de baja resistencia o en cortinas zonificadas aun cuando están cimentadas

en el terreno firme. Generalmente el bloque está dividido en tres cuñas: activa, central y pasiva. Los empujes activo y pasivo se calculan usando la teoría de empuje, por ejemplo, de Rankine (figura 13.4d).

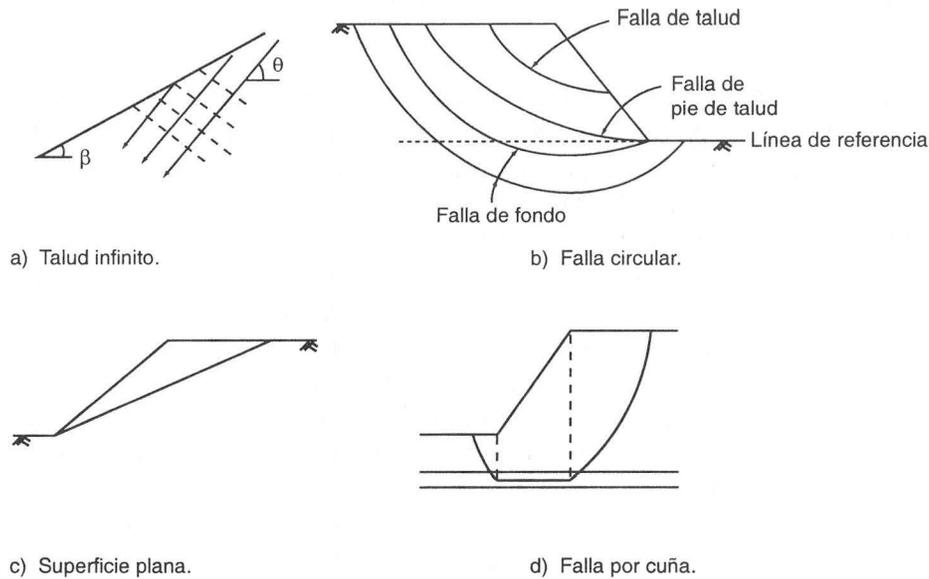


Figura 13.4 Diferentes superficies simples de falla.

### 13.4.2 Análisis de dovelas

En los análisis anteriores, la geometría de los problemas planteados es simple por lo que es fácil determinar la distribución de esfuerzos normales y cortantes a lo largo de las superficies de falla. Cuando las fallas toman geometrías complejas, surgen dificultades para definir a priori dicha distribución; los métodos de dovelas tienen como objetivo superar este reto.

Aunque existen soluciones tridimensionales se considera por lo general el problema como un caso bidimensional con deformación restringida a lo largo del eje de la cortina (deformación plana). Se traza una superficie de falla que no necesariamente sea circular. La masa de suelo, comprendida por la superficie de falla y otras fronteras del talud (corona, cara y base), se divide en rebanadas o dovelas verticales (figura 13.5). Al

hacer el análisis se considera que cada dovela actúa independientemente de las colindantes. Se puede establecer el equilibrio de fuerzas para cada dovela. Las fuerzas que intervienen en la dovela son:

- Peso.
- Sobrecarga y presión de agua en la frontera superior.
- Fuerza resistente y presión de agua en la base.
- Fuerzas laterales que actúan en ambos lados de la dovela, con su respectiva dirección y punto de acción.

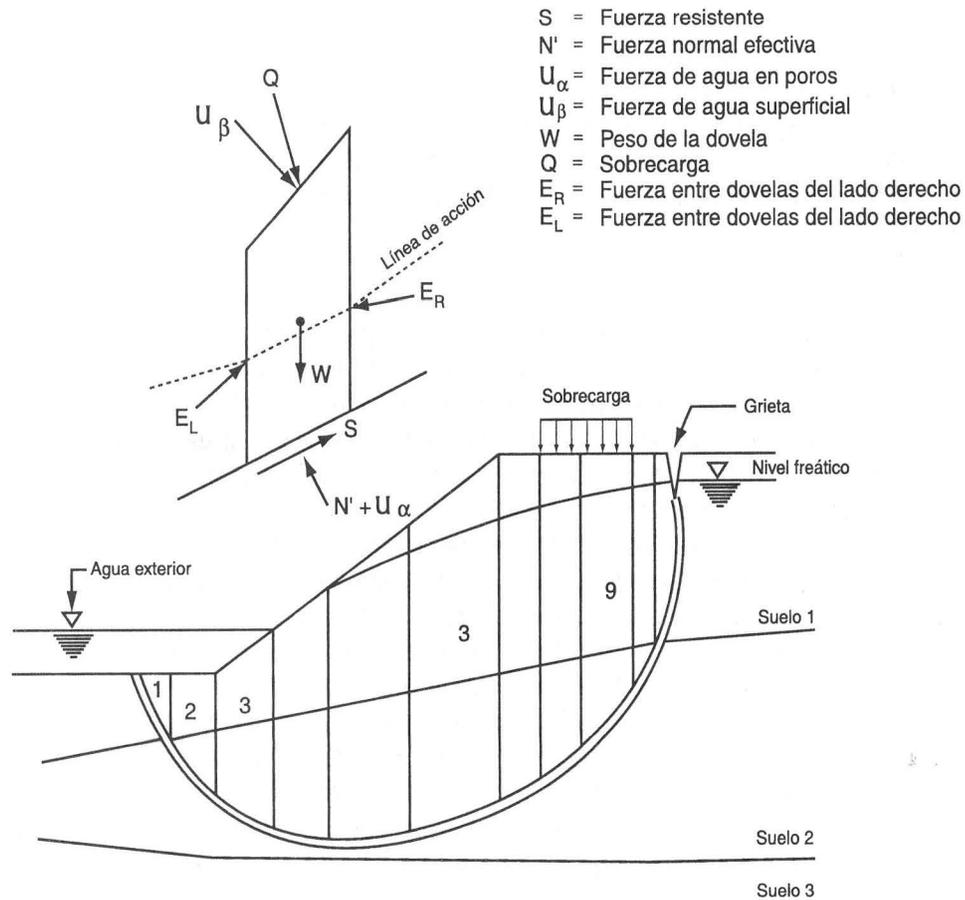


Figura 13.5 Método de dovelas.

Si el talud está dividido en  $n$  dovelas, es posible plantear  $4n$  ecuaciones para un total de  $6n-2$  incógnitas, dando como resultado más incógnitas que ecuaciones. Se requiere por lo tanto eliminar  $2n-2$  incógnitas y de allí se ha desarrollado un gran número de métodos que se difieren entre sí por la manera de cómo eliminar las incógnitas.

Dado un talud, el análisis se procede por aproximaciones sucesivas. Primero se supone una superficie de falla potencial y se calcula el factor de seguridad de esa falla. Es obligado probar numerosas superficies de falla, aquélla en que el factor de seguridad hallado es menor, será teóricamente la verdadera falla del talud.

Entre los métodos de dovelas que han sido desarrollados hasta la fecha los más conocidos son:

- Método sueco (Fellenius, 1927).
- Método de Bishop simplificado (Bishop, 1955).
- Métodos de equilibrio de fuerzas (Lowe y Karafiath, 1960; USACE, 1970).
- Método de dovelas generalizado de Janbu (Janbu, 1968).
- Método de Morgenstern-Price (Morgenstern y Price, 1965).
- Método de Spencer (Spencer, 1967).
- Método de Sarma (1973).

El método sueco es el más simple y el más antiguo. No se toman en cuenta las fuerzas laterales entre las dovelas; la condición de equilibrio se establece solamente para el momento de volteo alrededor el centro del círculo de falla; el método es aplicable solamente para fallas circulares y el equilibrio de fuerzas no se satisface ni a nivel de dovela ni para la masa integral. Los otros métodos toman en cuenta la presencia de fuerzas laterales. Una hipótesis simplificadora común es que las fuerzas en la base de dovela actúan en el punto medio, lo que reduce el número de incógnitas a  $5n-2$  siendo  $n$  el número de dovelas. Quedan todavía  $n-2$  incógnitas adicionales a las ecuaciones. Bishop (1955) supone que las fuerzas laterales cortantes son nulas reduciendo el número de incógnitas por  $n-1$ . En este método, queda sobrada una ecuación por lo que el equilibrio de fuerzas horizontales no se satisface en una dovela.

El método de Janbu y los de equilibrio de fuerzas (Lowe y Karafiath, 1960; USACE, 1970) tienen una característica común: el equilibrio de momentos no se cumple y el de fuerzas está satisfecho rigurosamente. Diferentes hipótesis han sido postuladas en cuanto a la dirección de inclinación de las fuerzas laterales. Los métodos de Spencer y Morgenstern-Price son rigurosos en el sentido de que se cumplen todas las condiciones de equilibrio. Spencer (1967) supone que todas las fuerzas laterales tienen una inclinación única. En cambio, Morgenstern y Price (1965) suponen que la inclinación

de las fuerzas laterales no es constante sino una función de la posición horizontal de cada dovela. El método de Sarma ocupa un lugar especial en el análisis de presas ya que este método ha sido aplicado en cortinas zonificadas generando varias cartas de diseño útiles. El método se plantea suponiendo la existencia de fuerzas sísmicas horizontales.

En el cuadro 13.4 se presenta un resumen de estos métodos, las condiciones de equilibrio consideradas y características sobresalientes.

Cuadro 13.4 Métodos de análisis de estabilidad de talud.

Método	Condición de equilibrio			Características
	Fuerza por x	Fuerza por y	Mo-mento	
Método sueco	No	No	Sí	Sólo falla circular.
Método de Bishop simplificado	Sí	No	Sí	Sólo falla circular.
Método de equilibrio de fuerzas	Sí	Sí	No	Falla arbitraria.
Método generalizado de Janbu	Sí	Sí	Sí	Falla arbitraria. La localización de fuerzas laterales puede variar.
Método de Spencer	Sí	Sí	Sí	Falla arbitraria. Fuerzas laterales paralelas.
Método de Morgenstern y Price	Sí	Sí	Sí	Falla arbitraria. La orientación de fuerzas laterales puede variar.

Ante tantos métodos desarrollados la pregunta inmediata es cuál de ellos es el mejor. En los últimos treinta años se han realizado numerosos trabajos dedicados a estudios comparativos entre diferentes métodos. Según Duncan (1992), es difícil decidir cuál de los métodos es el más preciso pues no se conocen soluciones exactas para muchos casos. Sin embargo, es posible evaluar los métodos de dovelas utilizando resultados obtenidos de otras soluciones cuyas bases teóricas son mejor establecidas, entre las cuales están el método del círculo de fricción, del espiral logarítmico y del elemento finito. Las conclusiones principales de este autor son las siguientes.

- El método sueco aporta soluciones demasiado erróneas si el análisis se realiza en función de esfuerzos efectivos en el que las presiones de poro son altas y el factor seguridad es bajo. El método, sin embargo, es perfectamente preciso para el suelo cohesivo y bastante correcto para análisis de esfuerzos totales cuando las fallas son circulares.

- El método de Bishop modificado es preciso para todas las situaciones salvo cuando surja algún problema numérico. Una manera de detectar la presencia de algún problema numérico es comparar los factores de seguridad calculados por el método sueco y aquéllos estimados por el de Bishop simplificado. El hecho de que los últimos factores son mayores que los primeros es un indicio de algún problema numérico.
- Los métodos del equilibrio de fuerzas (Lowe y Karafiath, 1960; USACE, 1970) son sensibles a la hipótesis de las inclinaciones de las fuerzas laterales. Una suposición errónea sobre estos valores puede resultar en la obtención de factores de seguridad seriamente equivocados, por lo que estos métodos tienen problemas numéricos en algunos casos.
- Los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio (Janbu, Spencer, Morgenstern y Price, y Sarma) tienen una diferencia de 12% o  $\pm 6\%$  en el cálculo de factores de seguridad más críticos, lo que significa que todos ellos aportan soluciones correctas dentro de los criterios de tolerancia en cálculos ingenieriles.

## 13.5 Cartas de diseño

Las cartas de diseño son útiles para diseños preliminares y para la verificación de resultados provenientes de programas de cómputo, que proporcionan soluciones bastante precisas si se definen con precisión la geometría del problema, condiciones del subsuelo, entorno y cargas. La principal limitación de las cartas es que se utilizan varias hipótesis simplificadoras. Por ejemplo, casi todas suponen estratos de suelo homogéneo y uniforme. Su uso requiere de experiencias y criterios cuando el problema real es de suelos estratificados. En esta sección, se presentan algunas cartas de diseño, aplicables especialmente para el diseño de cortinas de tierra y enrocamiento.

### 13.5.1 Cartas de Janbu

Janbu (1968) presentó dos grupos de cartas, uno para el análisis de esfuerzos totales suponiendo  $\phi = 0$  y el otro, para el análisis de esfuerzos efectivos usando  $\phi' > 0$ . Las fallas son circulares, el suelo es homogéneo y los parámetros son constantes.

**Análisis de esfuerzos totales  $\phi = 0$ .** En la figura 13.6 se presenta el esquema del caso analizado. Un talud está cimentado sobre un estrato de suelo acotado por un

estrato firme. El suelo y el terreno de cimentación son uniformes y caracterizados por valores constantes del peso volumétrico y cohesión.

La primera tarea del análisis es definir la localización del círculo de falla. Si los taludes tienen un ángulo de inclinación menor de  $53^\circ$ , el círculo crítico se profundiza tanto como sea posible y será tangente a la frontera superior del estrato firme. El centro del círculo se localiza sobre una línea que se extiende verticalmente hacia arriba, desde el punto medio del talud. Para taludes con inclinación mayor de  $53^\circ$ , el círculo de falla pasa por el pie del talud. Usando el ángulo de inclinación del talud se determinan en la figura 13.7 los centros unitarios de abscisa y ordenada, respectivamente  $x_0$  e  $y_0$  y, en consecuencia,  $X_0 = x_0H$ ,  $Y_0 = y_0H$ ,  $H$  es la altura del talud.

La carta de diseño está ilustrada en la figura 13.6 donde, los datos de entrada son el ángulo de inclinación del talud  $\beta$  y el factor de profundidad  $d$ ; este último define el cociente entre el espesor del estrato subyacente y la altura del talud. La carta proporciona el número de estabilidad  $N_0$ . Las curvas mostradas en esta carta son esencialmente las mismas que presentaron Taylor (1937) y Terzaghi y Peck (1968).

En el talud se pueden presentar tres condiciones del entorno: sumersión, en la cual el agua que ejerce una presión exterior al talud; la sobrecarga sobre la corona del talud y grietas de tensión en la parte superficial de la corona. Las grietas de tensión pueden estar vacías o llenas del agua. Se determina de acuerdo con las condiciones del entorno el factor  $P_d$  tal como

$$P_d = \frac{1 + \frac{q}{\gamma H} - \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{H_w}{H}}{\mu_q \mu_w \mu_t} \quad (13.3)$$

donde  $q$  = sobrecarga,  $\gamma$  = peso volumétrico del suelo,  $\gamma_w$  = peso volumétrico del agua y  $H_w$  = altura del agua fuera del talud. Los factores de corrección por los efectos de sobrecarga, sumersión y grietas de tensión, denotados respectivamente por  $\mu_q$ ,  $\mu_w$  y  $\mu_t$ , están dados en la figura 13.8. Todos ellos dependen del tipo de falla, que puede ser por el pie de talud o por la base. Si los círculos son de pie de talud los factores son función del ángulo de inclinación del talud y, cuando los círculos son de base, los factores dependen de la profundidad de la base del terreno firme.

El factor de seguridad está dado por

$$F = N_0 \frac{c}{\gamma H} \frac{1}{P_d} \quad (13.4)$$

donde  $c$  = cohesión y otros parámetros han sido definidos con anterioridad y el número de estabilidad se determina en la figura 13.6.

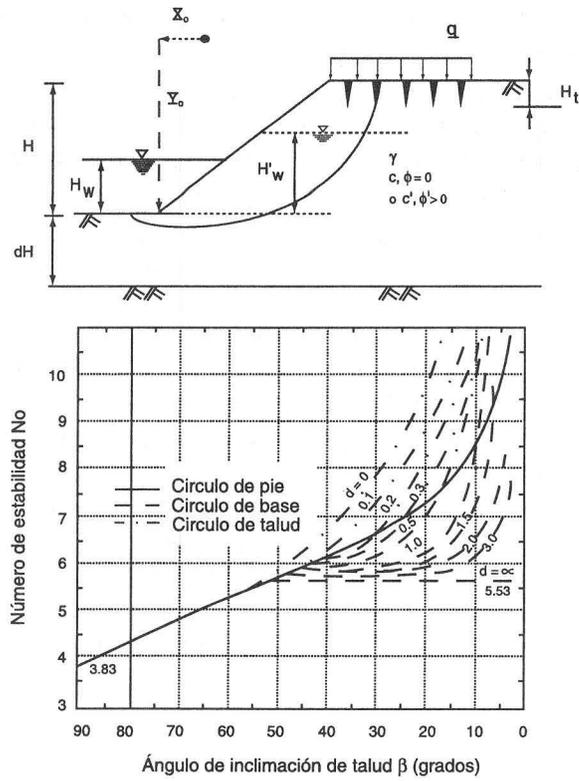


Figura 13.6 Carta de estabilidad para el análisis de esfuerzos totales  $\phi = 0$  (Janbu, 1968).

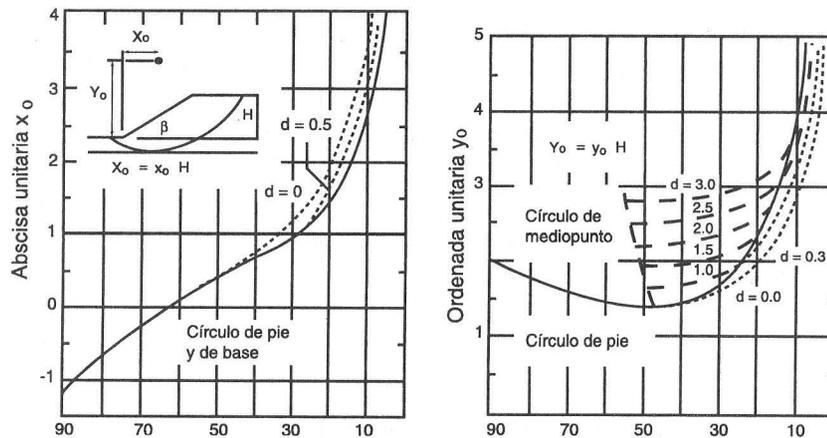


Figura 13.7 Coordenadas del centro de círculo de falla  $\phi = 0$  (Janbu, 1968).

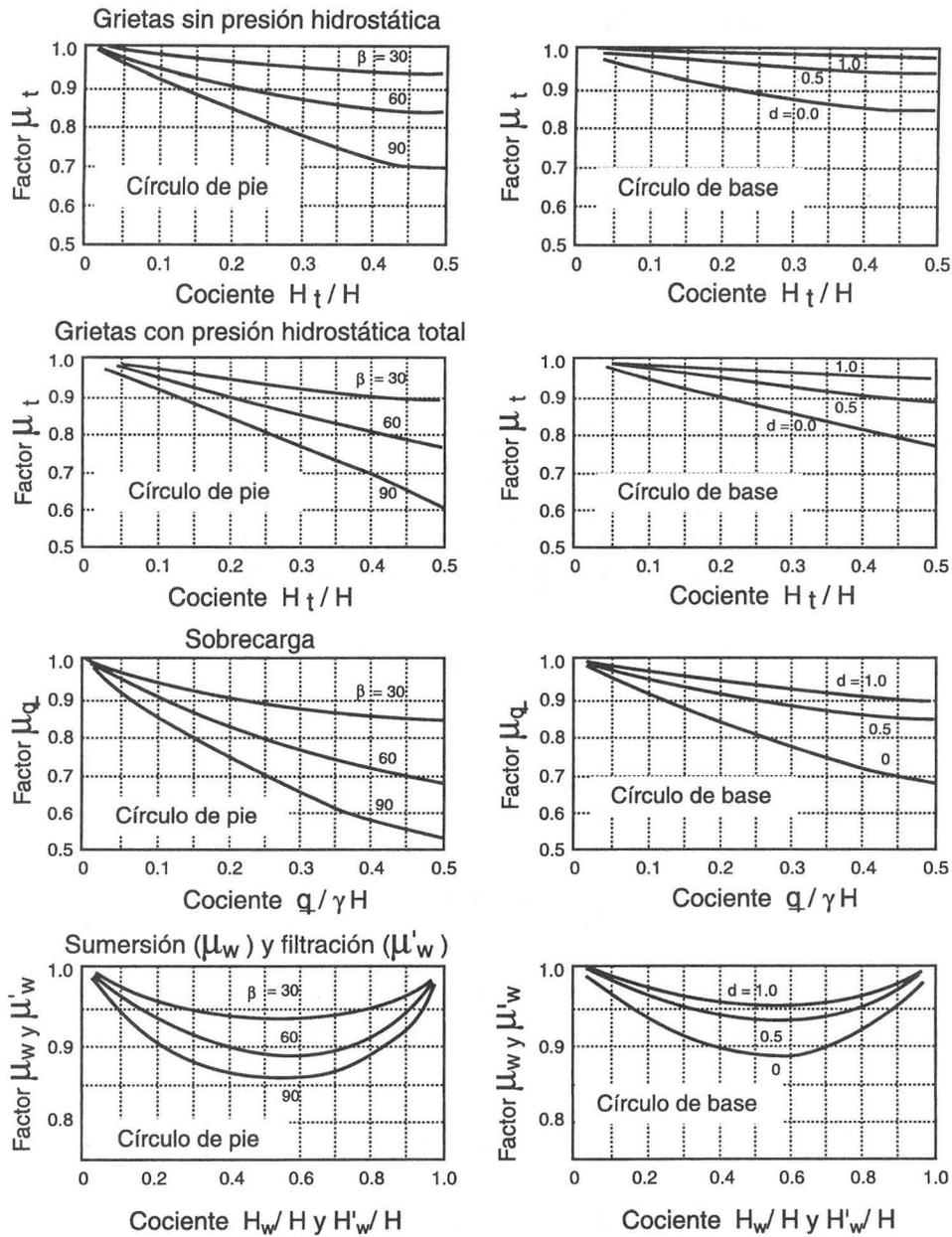


Figura 13.8 Factores de corrección para cartas de Janbu (1968).

**Análisis de esfuerzos efectivos  $\phi' > 0$ .** El esquema del caso analizado es similar al caso ilustrado en la figura 13.6. En este análisis se toman en cuenta todos los factores de influencia incluidos en el análisis de esfuerzos totales: sobrecarga, sumersión y presencia de grietas de tensión. Además se considera el nivel del agua dentro del talud que representa el efecto de filtración. El factor  $P_d$  definido antes sigue siendo válido; adicionalmente se introduce otro factor  $P_e$  definido como

$$P_e = \frac{1 + \frac{q}{\gamma H} - \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{H'_w}{H}}{\mu_q \mu_w} \quad (13.5)$$

donde  $H'_w$  es la altura del agua dentro del talud, medida desde la base del talud. Para el cálculo del factor  $P_e$ , los factores de corrección  $\mu_q$ ,  $\mu_w$  se estiman utilizando la figura 13.8. Existe un caso especial en el que  $\mu_q = 1$ , cuando la consolidación del suelo es muy rápida. El factor de seguridad se determina para dos casos en cuanto al valor de la cohesión. Para  $c' = 0$ , el factor de seguridad está dado directamente por

$$F = \frac{P_e \tan \phi'}{P_d \tan \beta} \quad (13.6)$$

Para este caso, las fallas son planos superficiales. Para el caso  $c' > 0$ , se calcula en primera instancia el factor adimensional

$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \gamma H \tan \phi'}{c'} \quad (13.7)$$

Usando el valor de  $\lambda_{c\phi}$  y  $\tan \beta$ , se determina el factor de estabilidad  $N_0$  en la figura 13.9 para que finalmente se calcule el factor de seguridad

$$F = N_0 \frac{c'}{\gamma H P_d} \quad (13.8)$$

Para el análisis de esfuerzos efectivos, las fallas pasan por el pie de talud y la localización del círculo crítico se determina en la figura 13.10 usando el ángulo de inclinación del talud  $\beta$  y el factor  $\lambda_{c\phi}$ .

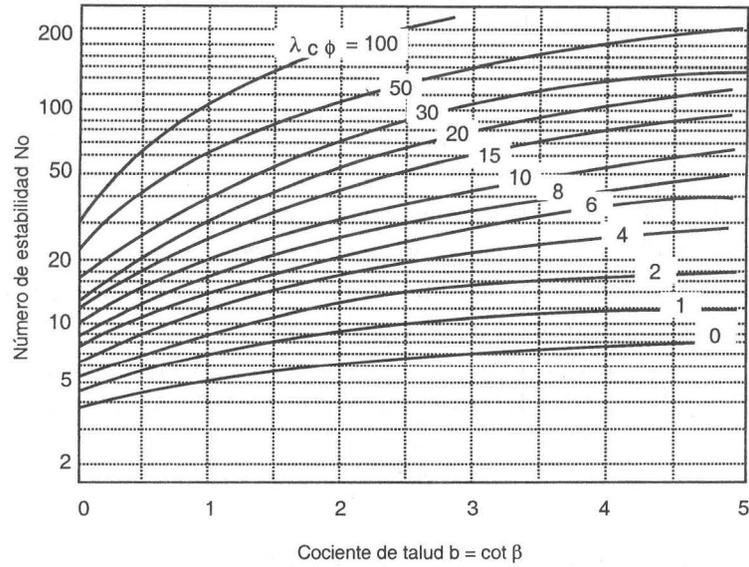


Figura 13.9 Carta de estabilidad para el análisis de esfuerzos efectivos  $\phi' > 0$  (Janbu, 1968).

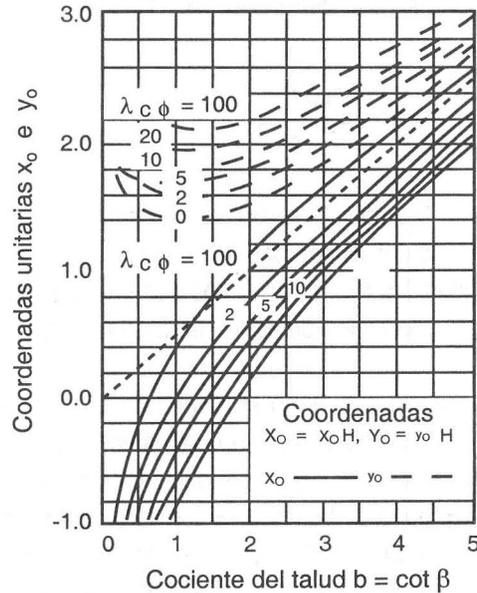


Figura 13.10 Coordenadas del centro de círculo de falla  $\phi' > 0$  (Janbu, 1968).

### 13.5.2 Carta de Charles y Soares

Las cortinas de enrocamiento pueden tener como elemento impermeable cara de concreto o asfalto, o bien, corazón impermeable de arcilla, concreto o asfalto. En todos los casos, el elemento impermeable es tan delgado que no tiene ninguna influencia sobre la estabilidad de los materiales enrocamiento. En la cortina con cara de concreto, todo el terraplén está en un estado seco; en la cortina con corazón impermeable, éste separa los enrocamientos en dos zonas: saturada y seca. En la zona seca, el material puede tener humedad pero no está sujeto a presiones de poro.

Charles y Soares (1990) analizaron la estabilidad de talud de enrocamientos considerando una ley no lineal de resistencia al corte que tiene la siguiente forma:

$$\tau = A\sigma^b \quad (13.9)$$

donde A y b son parámetros del material. Los valores típicos de b se encuentra entre 0.5 a 1.0 y los de A varían desde 0.5 a 10. El análisis se procede en términos de esfuerzos efectivos. Se define un factor adimensional  $\Gamma$  tal que

$$\Gamma = \frac{F(\gamma H)^{1-b}}{A} \quad (13.10)$$

donde F = factor de seguridad,  $\gamma$  = peso volumétrico ( $\text{kN/m}^3$ ), H = altura de la cortina (m). El factor  $\Gamma$  está relacionado con el cotangente del ángulo de inclinación del talud  $\cotan(\beta)$  y el parámetro b (figura 13.11). Los círculos de falla pasan por el pie de talud; en la figura 13.12 se muestra la posición de estos círculos en función del  $\cotan(\beta)$  y el parámetro b.

Es muy interesante observar que cuando el parámetro b tiende a ser uno, la ec. (13.10) expresa la ley lineal de Mohr-Coulomb para un material puramente friccionante. La figura 13.12 muestra que la posición del centro del círculo de falla tiende a alejarse infinitamente del talud, indicando que el círculo se convierte en una línea. El talud en cuestión es equivalente a un talud infinito. Esta observación implica que la no linealidad del material no solamente modifica los valores de resistencia al corte sino también las características de la superficie de falla.

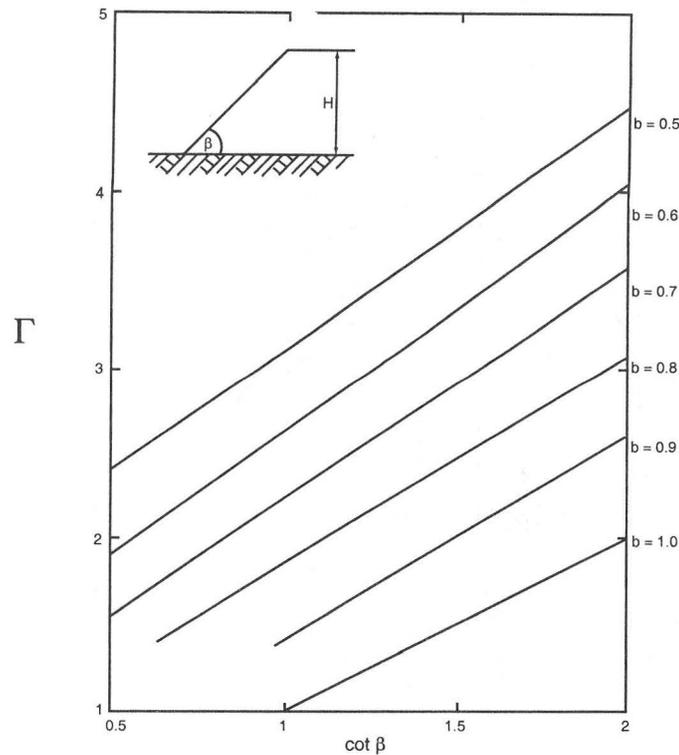


Figura 13.11 Número de estabilidad para el análisis de cortinas de enrocamiento (Charles y Soares, 1989).

### 13.5.3 Carta de Barbosa, Morris y Sarma

El método de Sarma (Sarma, 1973) utiliza el factor de aceleración crítica para determinar la aceleración horizontal como una fracción del peso propio, requerida justamente para llevar la estructura al equilibrio límite. El método, en cuanto al grado de rigor, es equivalente al método de Bishop riguroso, aunque necesita menos iteraciones para llegar a obtener resultados aceptables. Utilizando el método de Sarma; Barbosa, Morris y Sarma (1989) analizaron una cortina de enrocamientos con corazón impermeable, tal como la mostrada en la figura 13.13. La falla del talud consiste en dos bloques rígidos que se deslizan sobre superficies planas. La evidencia de este mecanismo de falla fue demostrada experimentalmente por primera vez por Sultan y Seed (1967).

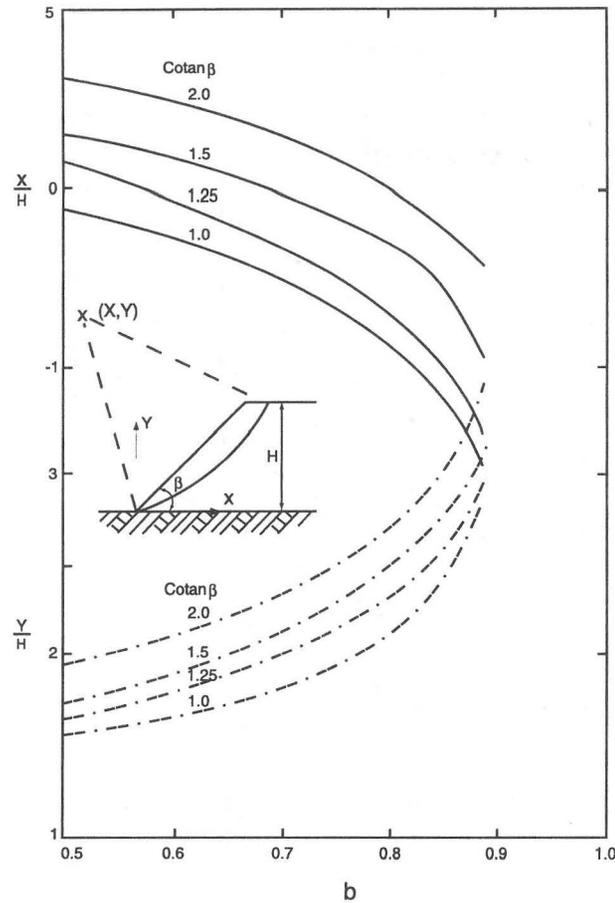


Figura 13.12 Localización de los centros de superficies de falla críticas (Charles y Soares, 1989).

La cortina, de altura  $H$ , está cimentada sobre el terreno rocoso. El material enrocamiento tiene el peso volumétrico  $\gamma_1$  y ángulo de fricción  $\phi_1'$  y el corazón impermeable tiene el peso volumétrico  $\gamma_2$  y cohesión  $c_u$ . Los taludes del enrocamiento y corazón impermeable tienen ángulo de inclinación de  $\beta_1$  y  $\beta_2$ , respectivamente. Se considera que la aceleración horizontal de sismo es nula, por lo que la estabilidad analizada es válida para condiciones estáticas que son de nuestro interés. Las cartas de estabilidad se presentan en la figura 13.14. Los valores de  $\text{cot} \beta_1$  varían de 1 a 2.5, y

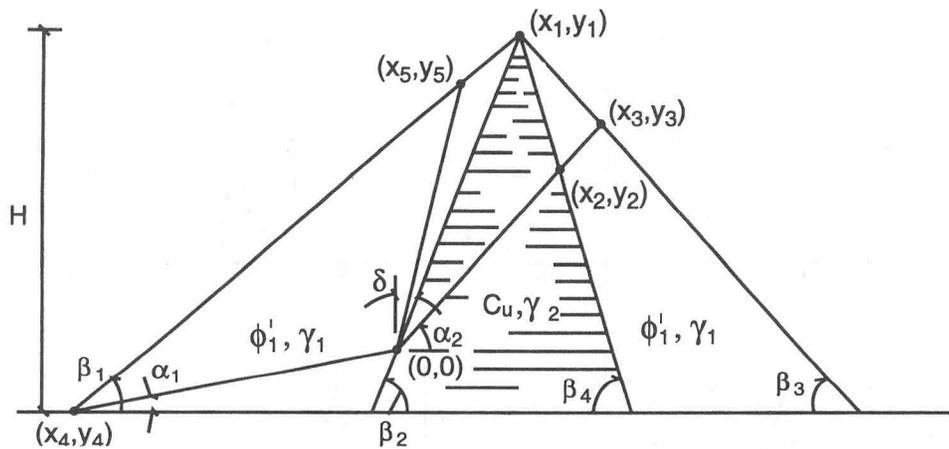


Figura 13.13 Esquema de una cortina de enrocamiento con corazón impermeable (Barbosa *et al.*, 1989).

los valores de  $\beta_2$  son de 40 a 65°. El tangente del ángulo de fricción interna del enrocamiento es entre 0.4 a 1.6, o el ángulo de fricción es entre 20 y 60°. La cohesión del corazón está representada por un valor normalizado como  $c_u/\gamma_1 H$ , que varía entre 0.01 y 0.08.

Las cartas (figura 13.14) se presentan con la abscisa de  $\tan \phi'_1$  y la ordenada de  $c_u/\gamma_1 H$ . Para cada caso de  $b_2$  se aprecia una ley bilineal. El tramo recto con una inclinación menor representa superficies de falla controladas por  $\delta < 90^\circ - \beta_2$  y el otro tramo recto es para los casos en que  $\delta > 90^\circ - \beta_2$ . Los valores de  $\phi'_1$  no pueden ser menores a  $\beta_1$ ; esta limitación está marcada por una línea vertical punteada.

El factor de seguridad se determina de la siguiente manera (figura 13.15). Tomando en cuenta todos los valores de los datos, es posible definir los valores de  $\tan \phi'$  y  $c_u/\gamma_1 H$  y dibujar el punto A. Se traza una línea recta entre el punto A y el punto origen O. La línea OA se cruza con la curva límite en el punto B. El factor de seguridad se define como el cociente entre la línea OA y la línea OB.

$$F = \frac{OA}{OB} \quad (13.11)$$

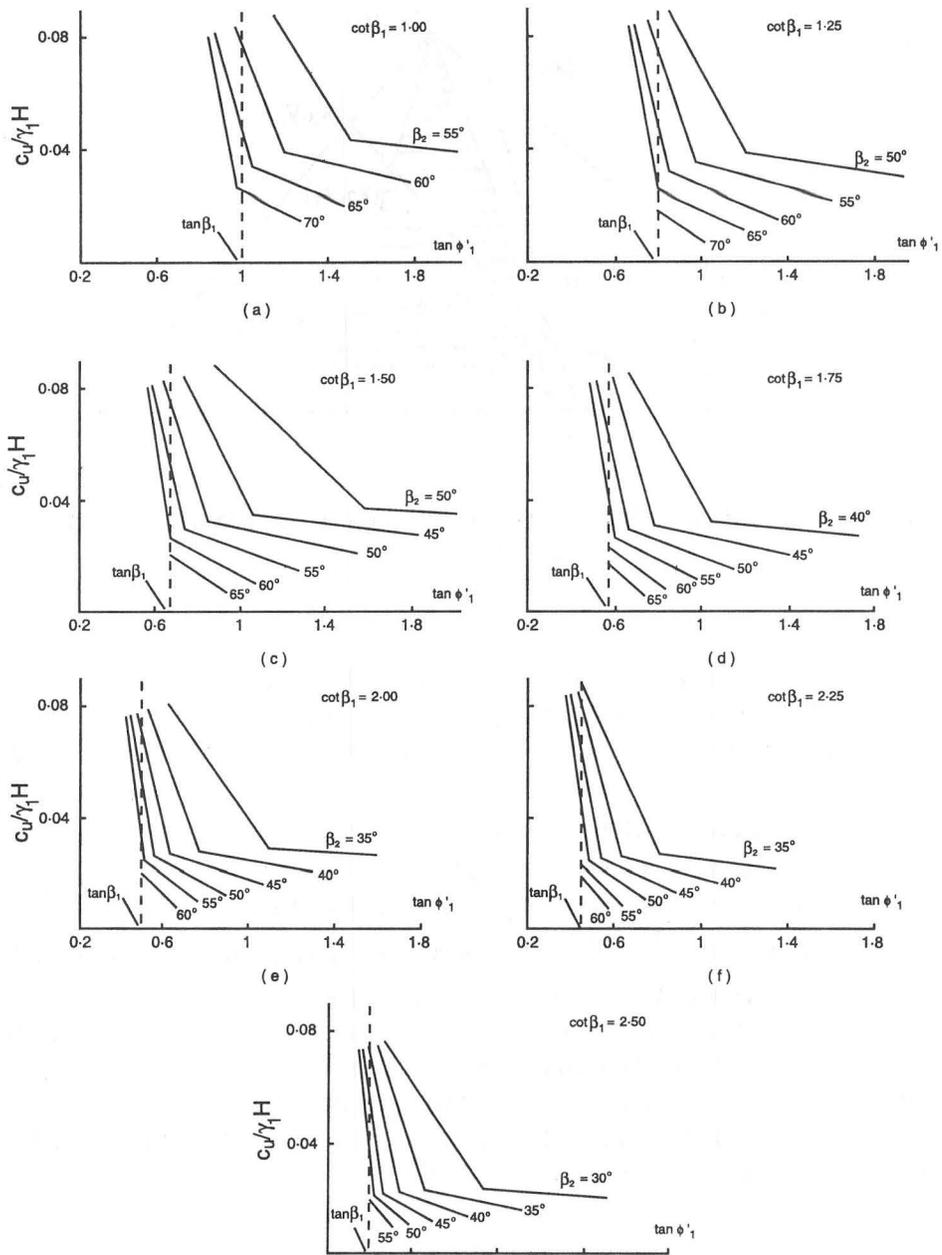


Figura 13.14 Cartas de estabilidad (Barbosa *et al.*, 1989).

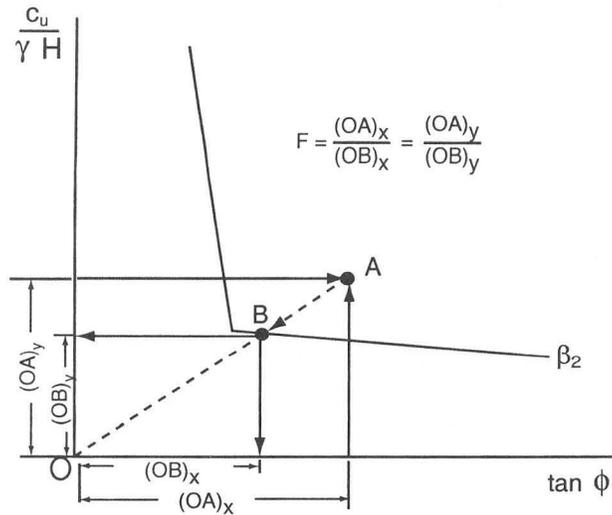


Figura 13.15 Determinación del factor de seguridad en la cortina de enrocamiento con corazón impermeable.

## 13.6 Ejemplos de aplicación

### 13.6.1 Sección homogénea

Una cortina de sección homogénea de altura 15 m está cimentada sobre un terreno rocoso ( $d = 0$ ). El peso volumétrico del material es de  $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ . En las pruebas UU, se determina la cohesión  $c = 7 \text{ t/m}^2$ . En las pruebas CD, se determinan la cohesión  $c' = 5 \text{ t/m}^2$  y el ángulo de fricción  $\phi' = 25^\circ$ . Los taludes aguas arriba y aguas abajo son de 3:1 y 2:1, respectivamente; se requieren calcular los factores de seguridad al final de construcción, flujo establecido y vaciado rápido total. Se supone que no existen la sobrecarga ni grietas de tensión.

El análisis al final de construcción es del tipo esfuerzo total. Se consulta la figura 13.6.  $q = 0$ ,  $H_w = 0$  por lo que  $\mu_q = 1$ ,  $\mu_w = 1$  y  $\mu_t = 1$ . El factor  $P_d = 1$  (fórmula 13.3). En el talud aguas arriba (3:1) con los valores de  $\beta = 18.4^\circ$ ,  $N_0 = 10.1$ , el factor de seguridad es  $F = (7)(10.1)/(1.9)(15)(1) = 2.48$  (fórmula 13.4). Para el talud

aguas abajo (2:1) se determina que con  $\beta = 26.6^\circ$ ,  $N_0 = 8.4$ ,  $F = (7)(8.4)/(1.9)(15)(1) = 2.06$  (fórmula 13.4).

El análisis del flujo establecido y vaciado rápido se realiza en términos de esfuerzos efectivos. Se consulta la figura 13.6. Se analiza en primer lugar el flujo establecido. Para simplificar el análisis se supone que el agua exterior y el agua interior al lado del talud aguas arriba se encuentran en el mismo nivel que la corona, esto es  $H_w = H_w' = H = 15$  m, por lo que  $\mu_w' = 1$ ; se tiene que  $P_d = 1 - 1/1.9 = 0.474$  (fórmula 13.3) y  $P_e = 1 - 1/1.9 = 0.474$  (fórmula 13.5). El factor  $\lambda_{c\phi}$  resulta ser  $\lambda_{c\phi} = (0.474)(1.9)(15)(\tan 25^\circ)/(5) = 1.25$  (fórmula 13.7). Con los valores de  $\lambda_{c\phi} = 1.25$  y  $\cotan \beta = 3$ , se tiene de la figura 13.9 que  $N_0 = 12.0$ . Finalmente el factor de seguridad es  $F = (12.0)(5)/(1.9)(15)(0.474) = 4.44$  (fórmula 13.8). Para el talud aguas abajo, se supone que el agua exterior está al nivel de la base del talud y el agua interior se encuentra a la mitad de la altura. Estas hipótesis son aproximaciones de la condición del flujo de agua en la cara aguas abajo. Entonces,  $H_w = 0$ ,  $H_w' = H/2 = 7.5$  m. Suponiendo un círculo de falla de base, se tiene de la figura 13.8 que  $\mu_w' = 0.88$ ; como resultado se tiene que  $P_d = 1$  (fórmula 13.3) y  $P_e = (1 - (1)(7.5))/(1.9)(15)/0.88 = 0.837$  (fórmula 13.5). El factor  $\lambda_{c\phi}$  resulta ser  $\lambda_{c\phi} = (0.837)(1.9)(15)(\tan 25^\circ)/(5) = 2.22$  (fórmula 13.7). Con los valores de  $\lambda_{c\phi} = 2.22$  y  $\cotan \beta = 2$ , se tiene de la figura 13.9 que  $N_0 = 12.5$ . Finalmente el factor de seguridad es  $F = (12.5)(5)/(1.9)(15)(1) = 2.19$ .

Para el caso del vaciado rápido en el talud aguas arriba, se supone que el agua exterior está al nivel de la base del talud y el agua interior se encuentra al nivel de la corona. Estas hipótesis son aproximaciones de un vaciado total instantáneo por lo que son conservadoras. Entonces,  $H_w = 0$ ,  $H_w' = H = 15$  m, se tiene que  $P_d = 1$  (fórmula 13.3) y  $P_e = 1 - 1/1.9 = 0.474$  (fórmula 13.5). El factor  $\lambda_{c\phi}$  resulta ser  $\lambda_{c\phi} = (0.474)(1.9)(15)(\tan 25^\circ)/(5) = 1.25$  (fórmula 13.7). Con los valores de  $\lambda_{c\phi} = 1.25$  y  $\cotan \beta = 3$ , se tiene de la figura 13.9 que  $N_0 = 12.0$ . Finalmente, el factor de seguridad es  $F = (12.0)(5)/(1.9)(15)(1) = 2.1$ .

### 13.6.2 Cortina de enrocamiento

Una cortina de enrocamiento está cimentada sobre terreno rocoso. El material enrocamiento tiene las siguientes características  $A = 5.0$  y  $b = 0.7$ ,  $\gamma = 22$  kN/m<sup>3</sup>. El talud es de 1.5:1 o  $\cotan(\beta) = 1.5$ . Se supone que la altura del talud es de 100m. A partir de la figura 13.11 se tiene  $\Gamma = 2.92$ ; de acuerdo con la fórmula (13.10) se obtiene  $F = 1.45$ . Si se supone una cortina de altura de 10 m, el nuevo valor de  $F$  es

2.89. El factor de seguridad se incrementa considerablemente cuando se disminuye la altura. Estos factores de seguridad son válidos para las condiciones del final de construcción en el talud aguas arriba y para el final de construcción y flujo establecido en el talud aguas abajo.

Aunque se sabe que el ángulo de fricción no es constante, a veces es más fácil visualizar la estabilidad de talud usando un solo valor de ángulo de fricción. Se puede calcular un ángulo de fricción equivalente de la siguiente manera:

$$\tan\phi'_{eq} = F \tan\beta \quad (13.12)$$

En este ejemplo, se obtienen los ángulos de fricción equivalentes de 44 y 63° para taludes de 100 y 10 m, respectivamente. Esto es, los materiales son mucho más resistentes cuando el talud es sólo de 10 m. Utilizando el valor de ángulo de fricción equivalente es posible evaluar las condiciones del flujo establecido con la ayuda de la carta de Janbu. En el talud aguas arriba, se supone que el agua exterior está al nivel de la corona y el agua interior se encuentra al nivel de la base del talud considerando que la cara es perfectamente impermeable. Entonces,  $H_w = H = 100\text{m}$ ,  $H_w' = 0$ ; se tiene que  $P_d = 1 - 9.81/22 = 0.446$  (fórmula 13.3) y  $P_e = 1$  (fórmula 13.5). Como la cohesión es nula, se calcula directamente el factor de seguridad usando la fórmula 13.6.  $F = (1)(\tan 44^\circ)/(0.446)(1/1.5) = 3.2$ . Para el talud de 10 m de altura,  $F = (1)(\tan 63^\circ)/(0.446)(1/1.5) = 6.6$ . Para ambas alturas los factores de seguridad se incrementan por el llenado del embalse.

### 13.6.3 Cortina zonificada

Una cortina de enrocamientos con corazón impermeable está cimentada sobre terreno rocoso y tiene las siguientes características. La altura de la cortina es de 50 m, los taludes aguas arriba y aguas abajo son de 2:1,  $\beta_1 = 26.6^\circ$ , el corazón impermeable es central y simétrico. La cohesión del corazón es de  $c_u = 6 \text{ t/m}^2$ , determinada en la prueba UU. El ángulo de fricción del enrocamiento es de  $40^\circ$ , determinado en la prueba CD. El peso volumétrico del enrocamiento es  $\gamma_1 = 2.1 \text{ t/m}^3$ . Se requiere calcular los factores de seguridad al final de construcción para dos tipos del corazón: con inclinación de 0.5:1 y 1:1, respectivamente. Con los valores de  $\tan\phi' = 0.839$  y  $c_u/\gamma_1 H = (6)/(2.1)(50) = 0.0571$ . Se utiliza el método ilustrado en la figura 13.15 para determinar factores de seguridad. Para el corazón con la inclinación 0.5:1,  $\beta_2 = 63^\circ$ ,  $F = (0.839)/$

$(0.5) = 1.6$ ; para el corazón con la inclinación 1:1,  $\beta_2 = 45^\circ$ ,  $F = (0.839)/(0.65) = 1.2$ . El factor de seguridad se disminuye cuando el corazón se hace más tendido.

## Referencias

Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S. Y Boyce, G. M. (1996). *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley & Sons, Inc., New York.

Alva, F. J. G. (2001) *Estabilidad de taludes en presas de tierra de sección homogénea considerando los efectos de filtración y sísmicos*. Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM.

Barbosa, M. R., Morris, D. V. Y Sarma, S. K. (1989) "Factor of Safety and Probability of Failure of Rockfill Embankments". *Geotechnique*, 39(3), 471-483.

Bishop, A. W. (1955) "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". *Geotechnique*, 5(1), 7-17.

Bishop, A. W. y Bjerrum, L. (1960) "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems", *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado, 437-501.

Chowdhury, R. N. (1978) *Slope Analysis*, Elsevier Scientific Pub. Co., Amsterdam.

Duncan J. M. y A. L. Buchingnani (1975) *An Engineering Manual for Slope Stability Studies*, Berkeley, California, Department of Civil Engineering, University of California, March.

Duncan, J. M. (1992). "State-of-the-Art: Static Stability and Deformation Analysis". *Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*, ASCE, Vo.1, 222-266.

Fellenius (1936) "Calculation of Stability of Earth Dams". *Transactions, 2<sup>nd</sup> Congress Large Dams*, Washington, D. C. Vol. 4, 445-462.

Fang, H.-Y. y Mikroudís, G. K. (1999) Stability of earth slopes. Capítulo 10 en *Foundation Engineering Handbook*, 2<sup>a</sup> ed. Fang, S.-Y., Van Nostrand Reinhold, New York.

HRB (1978) *Landslides and Engineering Practice*, Committee on Landslide Investigation, Highway Research Board, Special report No. 29, E. B. Eckel, Washington DC.

Janbu, N. (1968) *Slope Stability Computations*, Soil Mechanics and Foundation Engineering Report, The Technical University of Norway, Trondheim, Norway.

Lowe, J. y Karafiath, L. (1960) "Stability of Earth Dams Upon Drawdown". *Proceedings of the 1<sup>st</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, 537-552.

Lowe, III, John (1988). "Stability Analysis". *Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation*, ed. Por R. B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, New York. 275-285.

Marsal, R. J. (1967). "Large Scale Testings on Rockfill Materials", *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, 93(SM2).

Morgenstern, N. R. (1963) "Stability Charts for Earth Slopes During Rapid Drawdown", *Geotechnique*, 13(2), 121-131.

Morgenstern, N. R. y Price, V. E. (1965). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces". *Geotechnique*, 15(1), 79-93.

Sarma S. K. (1973). "Stability Analysis of Embankments and Slopes". *Geotechnique*, 23(3), 423-433.

Skempton, A. W. and Hutchinson, J. N. J. (1969) "Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations", *7 ICSMFE*, Mexico City, State of the Art Volume, 291-340.

Sowers, G. B. y Sowers, G. F. (1994) *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*. Limusa, México.

Spencer, E. (1967). "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces". *Geotechnique*, 17(1), 11-26.

Sultan, H. A. Y Seed, H. B. (1967). "Stability of Sloping Core Earth Dams". *J. Soil Mech.*, ASCE, 93(SM1), 45-67.

Taylor, D. W. (1937) "Stability of Earth Slopes", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 24, 197-246.

Terzaghi, K. Y Peck, R. B. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.

USACE (1970). *Engineering and Design, Stability of Earth and Rockfill Dams*, Engineering Manual EM 1110-2-1902, Department of the Army, Corps of Engineers, Office of the Chief Of Enfinerrs.

# 14 ANÁLISIS DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN

Xiangyue Li Liu

## 14.1 Introducción

En el análisis y diseño de las presas se deben evaluar los estados de esfuerzo y deformación, junto con las condiciones del flujo de agua y estabilidad de taludes. El objetivo de estos estudios es determinar, para diferentes fases de la vida de la presa, la distribución de esfuerzos, deformaciones y presiones de poro dentro del cuerpo de la cortina y terreno de cimentación, así como las consecuencias de dicha distribución sobre el comportamiento de la presa. La consideración sobre las condiciones de deformación y desplazamiento es importante debido a varias razones.

- La estimación de la magnitud del asentamiento en la corona es fundamental para estimar la pérdida del bordo libre que se espera a corto y largo plazos y para diseñar consecuentemente el bordo libre y/o contraflecha.
- Las deformaciones que ocurren en la cortina no son uniformes y varían tanto en la dirección transversal (sentido de la corriente de río) como longitudinal (sentido del eje de la cortina). Estos asentamientos diferenciales son la causa principal de agrietamientos transversales y longitudinales. El análisis de deformación arroja indicadores directos sobre el potencial de agrietamiento.
- El proceso de esfuerzo y deformación induce también cambios en exceso de presión de poro cuando los materiales están saturados. La generación y subsecuente disipación de presiones de poro durante y después de la construcción, así como en el periodo de operación, pueden modificar las condiciones de estabilidad global y/o local en los taludes. El fenómeno de fracturamiento hidráulico es otro tipo de daños que puede sufrir la cortina por el efecto de presión de poro.
- Los cálculos de esfuerzo, deformación y presión de poro son guías valiosas para el programa de monitoreo. Se instalan instrumentos con la finalidad de observar la evolución de varias variables, entre ellas se pueden mencionar el asentamiento, desplazamiento horizontal, presión de poro, flujo de agua y esfuerzos. A fin de lograr un programa de monitoreo eficiente es necesario anticipar el rango de variación de

las variables, así como la ubicación de los puntos críticos donde se deben instalar prioritariamente los equipos. El análisis de esfuerzo y deformación es útil para este fin.

- Las observaciones realizadas durante la construcción pueden retroalimentar el proceso de diseño. Por la diferencia que existe entre las condiciones de campo y de laboratorio, las propiedades de los materiales preparados en el laboratorio rara vez se repiten en el campo. Es de suma importancia medir algunos parámetros de suelo mediante el programa de monitoreo. Por ejemplo, la medición del asentamiento durante la construcción ayuda a inferir los módulos de deformación del material bajo la condición de compactación en el campo. Si se nota una diferencia entre estos módulos y aquéllos determinados en el laboratorio o en pruebas de terraplén, es necesario revisar el diseño original evaluando la forma de cómo afecta al proyecto el cambio en estos módulos y otros parámetros de suelo. El análisis de esfuerzo y deformación es una herramienta eficiente para estos estudios paramétricos.

Antes de los años sesenta del siglo pasado, los ingenieros habían limitado sus estudios de esfuerzo y deformación solamente en la estimación de los asentamientos. Por ello en la primera parte de este capítulo se presentan los procedimientos de cálculo de asentamientos. En las últimas tres décadas se ha intensificado el uso de herramientas numéricas, especialmente el método del elemento finito, en el análisis de las presas. Nuevos enfoques de diseño han sido estudiados con la ayuda de estas herramientas. La segunda parte de este capítulo se dedica a describir brevemente la metodología del análisis presentando principalmente sus campos de aplicación.

## 14.2 Asentamiento y consolidación

### 14.2.1 Causas de asentamientos

Las principales causas de asentamientos son:

- Compresibilidad del terreno de cimentación.
- Compresibilidad del material constituyente del cuerpo de la cortina.
- Peso propio de la cortina.
- Llenado del embalse.
- Vaciado del embalse.

- Sismo, explosión u otras fuentes vibratorias.
- Lluvias.
- Sobreelevación.

Tanto la cortina como el terreno que la soporta sufren deformaciones por la construcción de la primera, así como por el cambio en las condiciones hidráulicas y geotécnicas. Si la cortina se construye sobre un terreno compresible, el asentamiento debido al peso propio de la cortina es de poca importancia al compararlo con el que ocurre en el terreno de cimentación. En términos generales el asentamiento tiene tres componentes: a) la instantánea, b) la consolidación primaria y c) la compresión secundaria. El asentamiento instantáneo se debe a la distorsión elástica del terreno de cimentación bajo efectos de esfuerzos cortantes. Como la dimensión de la base de la cortina es generalmente grande en comparación con el espesor del terreno de cimentación, el asentamiento instantáneo es despreciable en las presas.

La compresión de suelo es un proceso de reducción de volumen bajo la aplicación de cargas externas. Si el suelo es saturado el proceso en que se produce una disminución del contenido de agua es gradual; dicho proceso se llama *consolidación*. Terzaghi fue el primero que estudió este fenómeno y desarrolló la teoría conocida como teoría de consolidación, con la cual se puede cuantificar tal fenómeno. Asimismo, Terzaghi diseñó un aparato originalmente llamado odómetro y en la actualidad se le conoce por consolidómetro.

La teoría de la consolidación de Terzaghi en muchas ocasiones interpreta satisfactoriamente la primera fase del asentamiento por consolidación, llamado de compresión primaria o de consolidación primaria; después de esta fase, la curva de consolidación experimental generalmente se desvía de la calculada con la teoría de Terzaghi; esta fase se conoce como compresión secundaria o consolidación secundaria.

La suma de las tres componentes de asentamiento es la cantidad de deformación que representa la compresibilidad del suelo. La compresibilidad del suelo es distinta en suelos normalmente consolidados y en suelos preconsolidados. Los primeros son aquéllos que no han sido sometidos nunca a esfuerzos superiores a los que provienen de su peso propio; en cambio, un suelo preconsolidado ha sido sometido a un esfuerzo superior al que produce su peso propio. La mayoría de los suelos inalterados son, hasta cierto punto, preconsolidados. La preconsolidación se produce de varias maneras: por la remoción de la tierra superyacente debida a erosión o excavación, por la tensión capilar que proviene de la desecación del suelo, o por el hecho que cuando el nivel freático está por arriba de un estrato compresible se reduce la carga que soportaba el suelo por efecto de la subpresión. Los cambios químicos también producen la preconsolidación

por el cambio de las ligaduras fisicoquímicas entre las partículas de arcilla o por los esfuerzos que se producen por la expansión o contracción de los granos durante esos cambios. La lixiviación que remueve las sales o las altas concentraciones de cationes puede tener el mismo efecto en algunas arcillas, especialmente en las depositadas en agua salada. En suelos compactados, la preconsolidación se genera por efectos de compactación.

En las pruebas de consolidación que se realizan en el laboratorio es posible determinar una serie de parámetros de consolidación y compresibilidad de los suelos. La determinación de dichos parámetros se resume como:

- 1) En cada incremento de carga, a partir del esfuerzo vertical inicial  $\sigma_0$  se aplica un incremento de carga  $\Delta\sigma$  para que el esfuerzo medio aplicado en el incremento sea  $\sigma_m = \sigma_0 + \Delta\sigma/2$  y el esfuerzo final en el incremento es  $\sigma_f = \sigma_0 + \Delta\sigma$ .
- 2) Se dibuja la curva de consolidación para el incremento de carga, de la cual se obtiene los valores de  $\Delta h_0$ ,  $\Delta h_{100}$ ,  $t_{100}$ ,  $\Delta h_\alpha$  y  $t_\alpha$ .  $\Delta h_0$  es el desplazamiento vertical inicial.  $\Delta h_{100}$  y  $t_{100}$  son, respectivamente, la cantidad del desplazamiento vertical registrado en la consolidación primaria y el tiempo de terminación de la misma.  $\Delta h_\alpha$  es el incremento en el desplazamiento vertical con respecto a  $\Delta h_{100}$  y registrado al instante  $t_\alpha$ , siendo éste el tiempo después del instante  $t_{100}$ . Al final de cada incremento de carga, comúnmente a 24 horas de la carga, se registra el desplazamiento final  $\Delta h_f$  que es mayor que la suma de  $\Delta h_0$ ,  $\Delta h_{100}$  y  $\Delta h_\alpha$ .
- 3) Se calculan el coeficiente de compresibilidad  $m_v$  y el coeficiente de compresión secundaria  $C_\alpha$  como

$$m_v = \frac{\Delta h_f}{h_0 \Delta \sigma} \quad (14.1)$$

$$C_\alpha = \frac{\Delta h_\alpha}{h_0 (\log t_\alpha - \log t_{100})} \quad (14.2)$$

donde  $h_0$  es el espesor inicial de la probeta.

- 4) El coeficiente de consolidación  $C_v$  puede determinarse por varios métodos y el más usado es el de Taylor.

- 5) Se dibuja la curva de compresibilidad con los valores acumulados del desplazamiento vertical final  $\Delta h_f$  y el esfuerzo vertical final  $\sigma_f$ .
- 6) En la curva de compresibilidad se determina el esfuerzo de preconsolidación usando, por ejemplo, el método de Casagrande.
- 7) Finalmente se presentan gráficas cuya abscisa es el esfuerzo medio aplicado  $\sigma_m$  y la ordenada representa los parámetros de  $m_v$ ,  $C_\alpha$  y  $C_v$ .

### 14.2.2 Cálculo de asentamientos

**En el terreno de cimentación.** El cálculo de asentamientos en el terreno de cimentación es muy similar al procedimiento empleado en la ingeniería de cimentaciones de edificios. Se procede a los siguientes pasos.

- 1) Subdividir el estrato compresible del terreno de cimentación en varios substratos.
- 2) Estimar, con base en el peso volumétrico y el nivel del agua freática, esfuerzo vertical efectivo inicial para la altura media de cada substrato. Este esfuerzo inicial se supone uniforme en todo el ancho de la cortina.
- 3) Estimar el incremento de esfuerzos en cada substrato, con base en el ancho de la corona, talud y altura de la cortina y el peso volumétrico del material de la cortina. La figura 14.1 muestra el procedimiento. El incremento de esfuerzos verticales  $\Delta\sigma_z$  en el eje central de la cortina se calcula como

$$\Delta\sigma_z = l\gamma H \quad (14.3)$$

donde  $l$  es el factor de influencia determinado de la figura 14.1,  $H$  = altura de la cortina y  $\gamma$  = peso volumétrico del material de la cortina.

- 4) Estimar el parámetro  $m_v$  en cada substrato.
- 5) Calcular el asentamiento en cada substrato con la siguiente fórmula:

$$\Delta\delta = m_v\Delta\sigma_z\Delta h \quad (14.4)$$

donde  $\Delta h$  es el espesor del substrato considerado. Por último, se calcula la suma de los asentamientos resultado de cada substrato para obtener el asentamiento final  $\delta_\infty = \Sigma\Delta\delta$ .

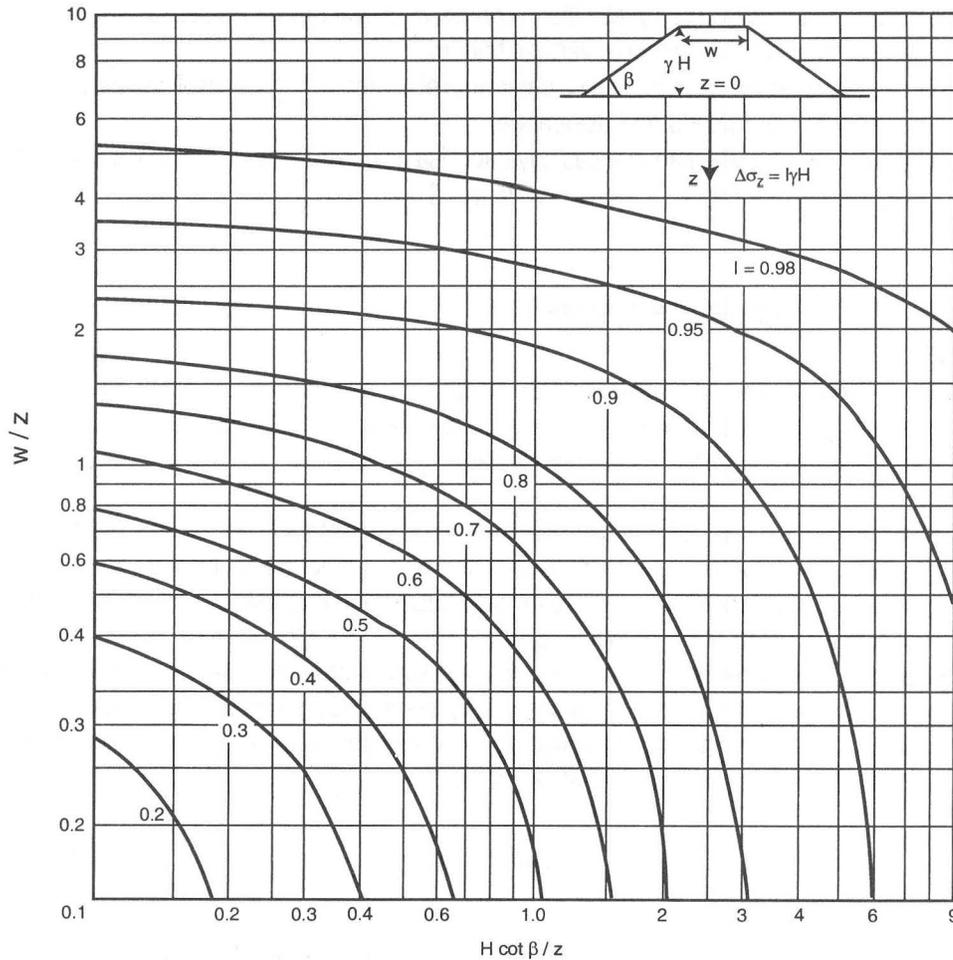


Figura 14.1 Factor de influencia en la distribución de esfuerzos debida a un terraplén (Mitchell, 1983).

**En el terraplén.** La forma cómo ocurren los asentamientos dentro del terraplén es distinta a como suceden en el terreno de cimentación; esto se debe a que el asentamiento en el terraplén puede generarse durante la etapa de construcción o formación del mismo. Por lo tanto se pueden distinguir dos categorías entre los asentamientos del terraplén. El primer tipo sucede en cortinas de sección homogénea, en que el material es tan

impermeable que difícilmente se disipa el exceso en presión de poro durante la construcción. Si se supone que la cortina se construye rápidamente y el material está totalmente saturado, no ocurre asentamiento alguno al finalizar su construcción. El asentamiento toma lugar sólo cuando el material comienza su proceso de consolidación. Bajo estas circunstancias dicho asentamiento debe empezar a producirse a partir del momento en que la cortina ya está construida; en otras palabras, este asentamiento corresponde al caso en que la cortina se construye en una sola etapa.

Es fácil demostrar (Poulos y Davis, 1974) que el asentamiento por una sola etapa o de construcción instantánea está dado por (figura 14.2):

$$\rho(h, z) = \gamma m_v z \left( h - \frac{z}{2} \right) \quad (14.5)$$

donde  $h$  es la altura de la parte construida de la cortina,  $z$  es la altura de cualquier punto dentro de la parte construida de la cortina. En esta formulación, se supone que el problema es unidimensional y el material es homogéneo con su peso volumétrico  $\gamma$  y coeficiente de compresibilidad  $m_v$ . Se observa que el asentamiento de construcción instantánea es nulo en la base ( $z = 0$ ) y toma su valor máximo en la corona ( $z = h$ ).

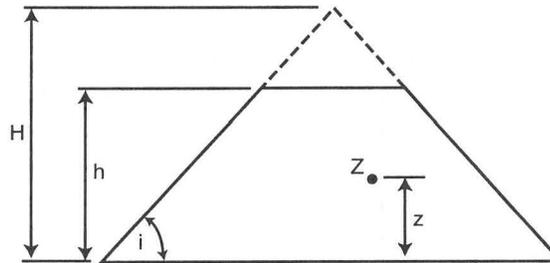


Figura 14.2 Asentamiento en un terraplén cimentado sobre una base rígida.

El asentamiento en la corona se calcula considerando que  $h = H$ ,  $z = H$ ,

$$\delta_{\infty} = \rho(H, H) = \frac{\gamma m_v H^2}{2} \quad (14.6)$$

que es el asentamiento final de una cortina de sección homogénea.

El segundo tipo de asentamiento ocurre en cortinas de enrocamientos. En estas cortinas, si se ignora la influencia del corazón impermeable, el material enrocamiento tiene tan alta permeabilidad que no permita la acumulación de exceso en presión de poro de manera que el asentamiento se presenta inmediatamente después de haber colocado el material. El asentamiento en un determinado punto puede observarse solamente a partir del momento en que la parte subyacente de ese punto está construida. Dentro de la parte construida de la cortina ( $z < h$ ), el asentamiento observable en cualquier punto con una altura  $z$  puede estimarse como la diferencia entre dos asentamientos de construcción instantánea, uno para toda la cortina construida y el otro para la parte subyacente al punto de observación. El asentamiento observable resulta ser

$$\delta(h, z) = \rho(h, z) - \rho(z, z) = \gamma m_v z (h - z) \quad (14.7)$$

Cuando la cortina alcanza su altura máxima ( $h = H$ ) el asentamiento observable final está dado por

$$\delta_{\infty} = \delta(H, z) = \gamma m_v z (H - z) \quad (14.8)$$

El asentamiento es nulo en la base ( $z = 0$ ) y en la corona ( $z = H$ ), y toma su máximo valor en la altura media de la cortina ( $z = H/2$ ).

La fórmula (14.7) se puede utilizar para estimar asentamientos finales en cortinas de enrocamiento. En la figura 14.3 se muestra la curva teórica y la observación en la presa Netzahualcóyotl, cortina de materiales graduados construida en el estado de Chiapas. La curva teórica está ajustada a los datos de observación en la parte inferior de la cortina. La discrepancia entre la curva teórica y la observación en la parte alta de la cortina puede tener varias causas. Los parámetros de suelo en realidad no son constantes pues el suelo se vuelve más rígido conforme aumenta la altura de la cortina. El inclinómetro que registra el asentamiento no está sobre el eje central de la cortina sino a una distancia de 25 m, lo que también puede afectar resultados de la teoría.

### 14.2.3 Consolidación

La consolidación en el terreno de cimentación puede evaluarse dentro del contexto de la teoría de consolidación unidimensional, cuyos detalles se pueden consultar en cualquier libro de texto de mecánica de suelos y no se repiten aquí.

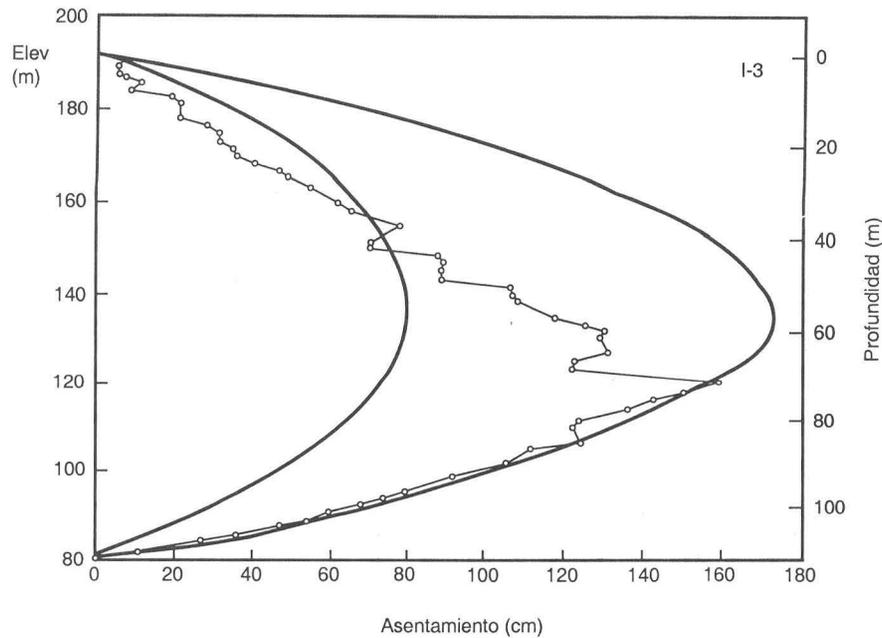


Figura 14.3 Asentamiento medido al final de construcción en la presa Netzahualcóyotl, inclinómetro I-3 (SRH, CFE y UNAM, 1976).

Si la cortina es de sección homogénea o de enrocamiento con corazón impermeable, es importante considerar la consolidación dentro del terraplén. Este es un problema bidimensional cuya solución requiere de alguna técnica numérica, tal como el del elemento finito o de diferencias finitas. El asentamiento en un determinado tiempo está dado por

$$\delta_t = \delta_{\infty} U(T_v) \quad (14.9)$$

donde  $\delta_t$  es el asentamiento en el instante  $t$ ,  $\delta_{\infty}$  es el asentamiento final estimado en la sección 14.2.2. El factor tiempo  $T_v$  se calcula como  $T_v = C_v t / b^2$ ,  $b$  = semi ancho de la base del corazón. La función  $U$  se obtienen de la figura 14.4 cuya abscisa es  $\sqrt{T_v}$ . Las curvas de consolidación dependen del ángulo de inclinación de los taludes del corazón impermeable o de la sección homogénea.

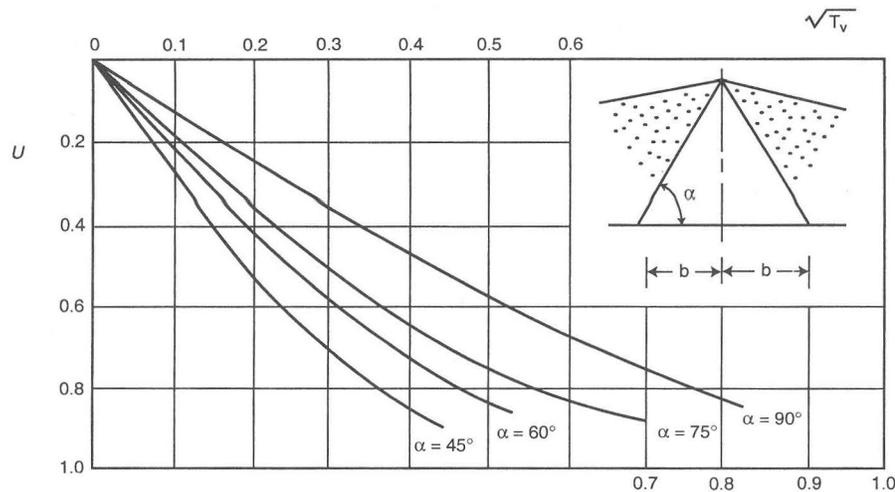


Figura 14.4 Curva de consolidación en un corazón impermeable.

## 14.3 Estudios de esfuerzo y deformación

### 14.3.1 Principios básicos

El método del elemento finito (MEF) es la herramienta numérica más usada en el análisis de esfuerzo y deformación en presas, aunque se han desarrollado otros métodos tales como el de elementos de frontera, de diferencias finitas y otras soluciones analíticas y semi-analíticas. El procedimiento de análisis en el MEF involucra los cinco pasos siguientes (Desai y Christian, 1977).

**1) Discretización.** El medio continuo incluyendo la cortina y su cimentación se divide en un sistema equivalente de medios más pequeños; estos medios más pequeños se conocen como *elementos finitos* (ver figura 14.5). En un medio bidimensional, los elementos pueden ser triángulos, cuadros, rectángulos o en su forma más general, cuadriláteros. En el caso bidimensional estos elementos son separados entre sí por líneas y las intersecciones de éstas se conocen como *puntos nodales*. Desde el punto de vista de la modelación numérica, los problemas geotécnicos pueden ser de tres tipos básicos: esfuerzo y deformación, flujo, y consolidación; el último tipo es la combinación

de los dos primeros. La solución numérica a cada uno de estos problemas se plantea considerando ciertas incógnitas básicas, las cuales se deben determinar primero para poder conocer otras variables secundarias. En el cuadro 14.1 (Desai y Christian, 1977) se enlistan los tres problemas básicos, sus incógnitas primarias y variables secundarias. Estos problemas no involucran cargas dinámicas. En la solución del MEF, las incógnitas primarias están asociadas a los puntos nodales y las variables secundarias se definen a nivel de elementos, es decir, en cualquier posición dentro del dominio de cada elemento finito.

**2) Selección de funciones de aproximación.** En un elemento, si las incógnitas primarias fueran conocidas en los puntos nodales, es posible conocer la variación de ellas dentro del elemento si se dan algunas funciones de interpolación para ellas. Estas funciones de aproximación generalmente son del tipo polinomio, que pueden ser lineal, cuadrática o cúbica. En la solución de elementos finitos para problemas geotécnicos en que no intervienen elementos estructurales tales como viga, placa o cascarón, se utilizan comúnmente elementos isoparamétricos en los que se propone la misma función de aproximación para describir la geometría o coordenadas del elemento y la variación de las incógnitas primarias.

**3) Derivación de ecuaciones a nivel de elementos.** Cada uno de los tres problemas geotécnicos básicos puede describirse dentro del contexto de la mecánica de medios continuos; como resultado, se ha establecido para cada problema en particular un conjunto de ecuaciones diferenciales parciales. Por ejemplo, la ecuación de Laplace es la que define el problema del flujo de agua en medios saturados e incompresibles. La ecuación de Biot se utiliza en los problemas de consolidación. Aunque estas ecuaciones son conocidas su solución exacta se da en contados casos bajo hipótesis sumamente idealizadas. Una situación real se presenta donde los suelos son estratificados, no homogéneos y no lineales, las condiciones de frontera están dadas por la geometría de la boquilla y las cargas varían con el tiempo. Ante la dificultad de lograr obtener soluciones analíticas exactas, se recurre a técnicas numéricas de aproximación. La idea es convertir las ecuaciones del tipo continuo en un sistema discreto de ecuaciones algebraicas que es mucho más fácil de resolver. Esto se puede concretar mediante varios principios matemáticos; el variacional y residual son los más usados. En esta etapa también se tienen que incorporar las condiciones de carga a nivel de elementos y se debe definir la relación esfuerzo-deformación de los suelos. Hay que recordar que en esta etapa los sistemas de ecuaciones algebraicas son establecidos para cada elemento.

**4) Ensamble de ecuaciones globales.** Como varios elementos finitos comparten un solo punto nodal, una incógnita primaria aparece en varios sistemas de ecuaciones que han sido derivados para cada elemento. La solución para dicha incógnita requiere

de considerar todas las ecuaciones involucradas. Este proceso de ensamblado de ecuaciones da como resultado un sistema global de ecuaciones. En esta etapa se incorporan también las condiciones iniciales y de frontera, así como aquéllas relacionadas con cargas concentradas en los puntos nodales.

**5) Cálculo de incógnitas primarias y variables secundarias.** Finalmente, el sistema global de ecuaciones se resuelve mediante una de varias técnicas numéricas disponibles para tal fin. Cuando ya se conocen las incógnitas primarias es posible determinar también las variables secundarias a nivel de elementos.

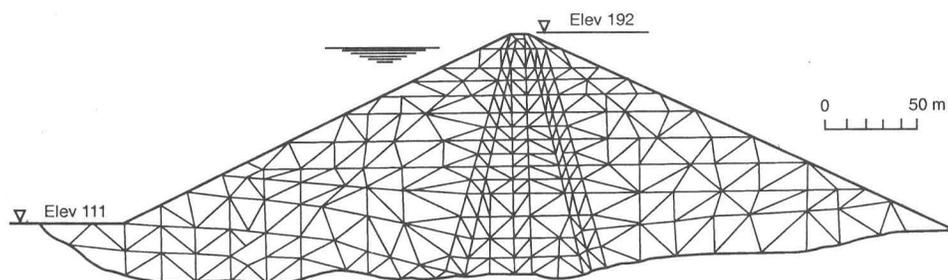


Figura 14.5 Malla de elementos finitos, presa Netzahuacóyotl (SRH, CFE y UNAM, 1976).

Cuadro 14.1 Incógnitas primarias y variables secundarias para varios problemas geotécnicos.

Problema	Incógnita primaria	Variable secundaria
Esfuerzo y deformación.	Desplazamientos.	Deformaciones y esfuerzos.
Flujo.	Potencial.	Velocidades y gasto.
Consolidación.	Desplazamientos y presión de poro.	Deformaciones, esfuerzos y gasto.

Los detalles del MEF se pueden consultar en un gran número de libros de texto y manuales de usuario de paquetes de cómputo, entre ellos se pueden mencionar los libros de Zienkiewicz y Taylor (1989, 1991) y el documento de ICOLD (1986).

### 14.3.2 Relaciones esfuerzo-deformación

El método del elemento finito ha sido desarrollado y está siendo utilizado en un abanico de disciplinas de ciencia e ingeniería. Su valor real en aplicaciones geotécnicas radica en su capacidad de incorporar modelos de suelo que representan su comportamiento. De hecho, las primeras aplicaciones del MEF en geotecnia ya implementaron modelos no lineales de suelo. Muchos ingenieros han sido y siguen siendo escépticos ante el uso de herramientas computacionales modernas precisamente por el temor hacia el probable hecho de que el comportamiento de los suelos no puede ser representado adecuadamente en los métodos numéricos. Hay que reconocer que en la literatura efectivamente se abundan soluciones matemáticas muchas veces elegantes que tratan al suelo o roca como un material tipo CHILES, que significa material continuo, homogéneo, isótropo, lineal, elástico y seco (o saturado). Estas soluciones pueden tener solamente limitadas aplicaciones porque los suelos distan de tener todas estas características al mismo tiempo. Las herramientas computacionales modernas procuran, precisamente, superar estas limitaciones. El uso del MEF abre la posibilidad de eliminar alguna o todas de estas idealizaciones. El proceso de la solución en el MEF está basado en un marco teórico generalizado que no requiere de hipótesis específicas sobre el suelo. Prácticamente los comportamientos de cualquier tipo de suelo pueden representarse apropiadamente en el método del elemento finito.

A continuación se presentan los modelos de suelo más utilizados en el MEF empezando con el más simple, elástico lineal. Todos estos modelos tratan de relacionar, de manera generalizada, las seis componentes del tensor de esfuerzos con las seis componentes del tensor de deformaciones. Por ello, estos modelos son referidos como ecuaciones constitutivas.

**Elasticidad lineal.** Un material es elástico cuando se recupera totalmente en el proceso de descarga la deformación experimentada durante la carga. El material además es lineal cuando se conserva durante la carga y descarga la linearidad de la relación esfuerzo-deformación. El comportamiento del material elástico lineal está representado por una serie de constantes elásticas. En su forma más general, se requieren 21 constantes para describir completamente su comportamiento. El número de constantes se reduce considerablemente cuando se toman en cuenta planos o ejes de isotropía. En un material totalmente isotrópico se requieren solamente dos constantes: módulo de elasticidad y relación de Poisson. Existen otras definiciones de constantes elásticas pero el modelo requiere solamente dos de ellas.

El modelo elástico lineal no es adecuado para calcular la deformación pero en muchas ocasiones proporciona resultados satisfactorios en la estimación de esfuerzos. El modelo se utiliza también para poder representar la estratigrafía del suelo y la presencia de estructuras de concreto. En la práctica, es casi indispensable realizar el análisis elástico lineal antes de emplear cualquier otro modelo más complejo en el afán de detectar algunas anomalías en la inclusión de datos de geometría, cargas y zonificación de materiales.

**Elasticidad no lineal.** El material sigue siendo elástico pero la relación esfuerzo-deformación es no lineal, o en otras palabras, los parámetros elásticos ya no son constantes sino dependen del nivel de esfuerzos o deformaciones. Los primeros modelos no lineales utilizan varias constantes para cada parámetro, en función del nivel de esfuerzos o deformaciones, de manera que la relación esfuerzo-deformación, está representada por una serie de segmentos lineales. Posteriormente se han utilizado diferentes funciones continuas para ajustar las curvas esfuerzo-deformación siendo la función hiperbólica la más conocida. Los parámetros elásticos por lo tanto son funciones continuas del nivel de esfuerzo, desde el inicio de la carga hasta el estado de falla.

Los modelos elásticos no lineales marcan un avance significativo en el modelado del comportamiento de suelo porque pueden conjuntar dos conceptos que en la mecánica de suelos tradicional se consideraban por separado: deformación y estabilidad. Las formulaciones de deformación trataban de calcular asentamientos y las de estabilidad estaban destinadas a determinar capacidades de carga, empujes de tierra y estabilidades de taludes. Los modelos no lineales pueden tratar todos estos problemas calculando tanto movimientos de suelo y factores de seguridad. Aunque la descripción del comportamiento de suelo en estos modelos está lejos de ser completa porque excluyen muchos efectos importantes, tales como trayectorias de esfuerzos y dilatacias, la elasticidad no lineal es la más usada en el análisis de presas porque ha demostrado su eficiencia en el modelado de los materiales compactados.

**Elasto-plasticidad.** La deformación plástica es la que no se puede recuperar durante la descarga. Las teorías de elastoplasticidad se habían empezado a desarrollar para metales. Posteriormente se extendieron para la mecánica de suelos por incluir el efecto de la dependencia del nivel de confinamiento. Los aspectos más destacados de los modelos elastoplásticos son la distinción entre cargas y descargas, dependencia de la trayectoria de esfuerzos y efectos de dilatacia.

Un modelo elasto-plástico generalmente está formulado por tres consideraciones básicas. Se define una superficie de fluencia que es una extensión del concepto del

estado de falla. La ley de Mohr-Coulomb es la más usada pero su forma usual debe transformarse a una representación para estados de esfuerzo generales. Se define una regla de flujo que determina la dirección de las deformaciones plásticas. Para ello se introduce el concepto del potencial plástico. Cuando dicho potencial coincide con la superficie de fluencia se dice que la plasticidad es asociada; en casos contrarios, la plasticidad es no asociada. Finalmente se propone una regla de endurecimiento que define cómo evoluciona el endurecimiento o ablandamiento del material con el desarrollo de la deformación plástica. Adicionalmente se acepta el principio de adición de deformaciones, por el cual se afirma que la deformación total es la suma de la deformación elástica y la plástica. Con base en estas consideraciones se pueden derivar las relaciones esfuerzo-deformación, que por lo general están en forma de incrementos.

Las teorías elastoplásticas son mucho más completas en cuanto a su capacidad de describir el comportamiento de los suelos, las cuales han demostrado su utilidad en arcillas y arenas saturadas. Su uso en el análisis de presas ha enfocado en problemas de consolidación del corazón impermeable o del terreno de cimentación arcilloso, así como aspectos de licuación en suelos granulares. Estos modelos han sido poco usados en suelos compactados o enrocamientos,

## 14.4 Ejemplos de aplicación

A continuación se presentan algunos ejemplos de aplicación del MEF en problemas geotécnicos de presas.

**Factor de seguridad.** Muchas hipótesis hechas en el análisis de estabilidad de taludes no son apropiadas si de modelado del comportamiento de los suelos se trata. Por ejemplo, los esfuerzos normales y cortantes a lo largo de superficies de falla se modifican porque los esfuerzos se redistribuyen debido a la zonificación de materiales. Antes de la falla los suelos sufren cierta deformación en contraste con la hipótesis del movimiento rígido. Además, siempre es necesario suponer superficies de falla, tarea que muchas veces es sumamente subjetiva.

Los análisis de esfuerzo y deformación pueden superar estas dificultades. Tan y Donald (1985) propusieron una técnica llamada factor de reducción. Los parámetros de resistencia al corte de los suelos (cohesión  $c$  y tangente del ángulo de fricción interna  $\tan\phi$ ) se reducen por un factor  $N$  que es siempre menor a 1. En la figura 14.6 se muestra la presa Talbingo analizada por estos autores. La presa es de enrocamiento con

corazón impermeable de 162 m de altura. Se obtuvieron los patrones de movimiento mostrados en la misma figura. Conforme se reduce el factor de reducción los movimientos del talud se van incrementando y la superficie de falla va siendo mejor definida. Si se dibuja el desplazamiento de un punto nodal contra la inversa del factor de reducción, se observa un quiebre pronunciado a partir del cual se define un valor crítico de  $1/N$  que es equivalente al factor de seguridad del talud. De esta manera, el análisis de esfuerzo y deformación arroja no solamente resultados sobre movimientos de la presa sino también factores de seguridad. Al comparar estos factores y aquéllos obtenidos por los tradicionales análisis de estabilidad de talud, la toma de decisiones en el diseño se hace con mejores juicios.

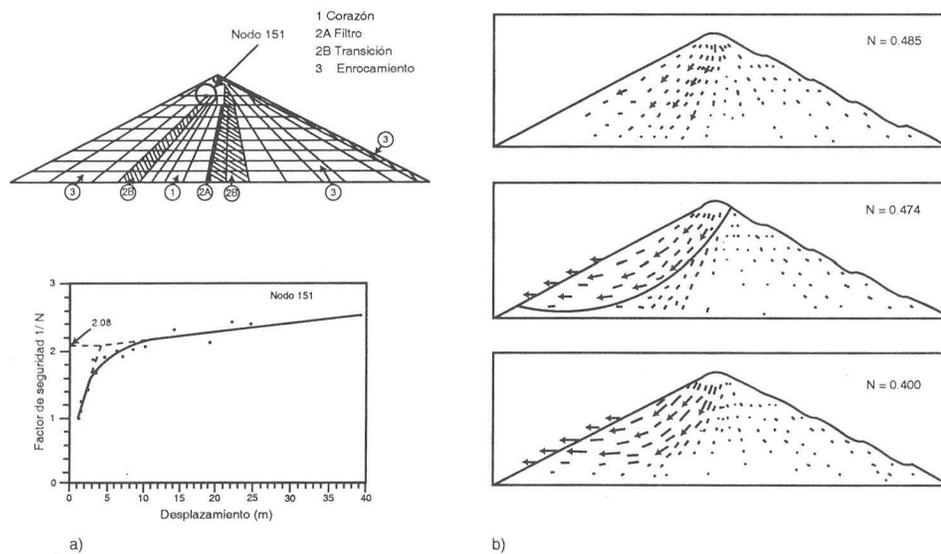


Figura 14.6 Patrón de movimientos de la presa Talbingo (Tan y Donald, 1985).

Esta técnica se está usando ampliamente en el análisis de presas de tierra y enrocamiento, particularmente cuando la zonificación de los materiales es compleja y los parámetros de resistencia al corte de los suelos son difíciles de determinar si se emplean solamente criterios convencionales.

**Redistribución de esfuerzos.** En presas de materiales graduados, el corazón impermeable por lo general tiene una baja rigidez en comparación con el respaldo.

Como resultado, se genera el efecto de arqueo, esto es, los esfuerzos verticales dentro del corazón se transmiten hacia los respaldos y estos esfuerzos se ven seriamente reducidos al nivel de la base de la presa. En la figura 14.7 se muestran los contornos de esfuerzos principales mayores al final de construcción de la presa Netzahualcóyotl (SRH, CFE y UNAM, 1976). Estos contornos indican claramente la reducción de esfuerzos en el corazón. El efecto de arqueo se analiza tradicionalmente usando los conceptos de equilibrio de fuerzas y fricción. Aunque estos siguen siendo válidos, la manera más eficiente es establecer la compatibilidad de deformación y el análisis de esfuerzo y deformación es de gran utilidad para tal objetivo. El arqueo depende de las rigideces relativas entre el corazón, filtro, transición y respaldo. Conociendo las propiedades de estos materiales, los esfuerzos se determinan fácilmente.

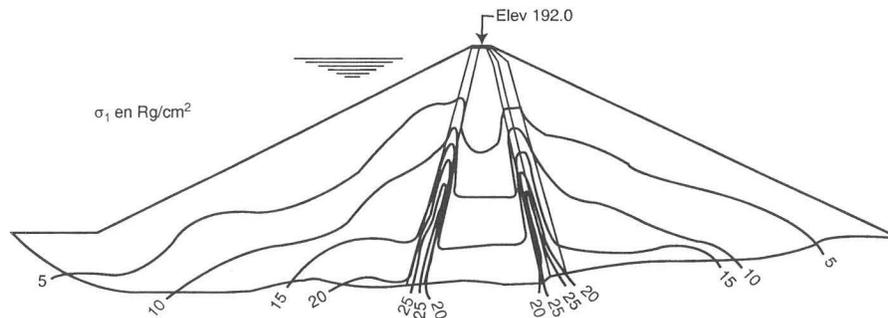


Figura 14.7 Contornos de esfuerzos principales mayores al final de construcción, presa Netzahualcóyotl (SRH, CFE y UNAM, 1976).

La redistribución de esfuerzos se presenta no solamente por la zonificación de materiales sino también por la geometría de la boquilla. La presa Teton, una cortina de sección homogénea con respaldos aguas arriba y abajo, falló durante el primer llenado en 1976 (ver la sección 2.3.2). Una de las causas de su falla se debe al fenómeno de fracturamiento hidráulico. Los análisis de esfuerzo y deformación muestran que cerca de la trinchera se ven notablemente disminuidos los esfuerzos verticales y que el llenado del vaso produce una presión del agua cercana o superior a éstos. En la figura 14.8 se observa la distribución de esfuerzos verticales como porcentaje con respecto al esfuerzo por peso propio. Como referencia de comparación se presenta también la distribución en una cortina sin trinchera. En la cortina sin trinchera los porcentaje de esfuerzos

varían entre 0.9 y 1.1. En cambio, la presencia de la trinchera reduce este porcentaje hasta 0.6.

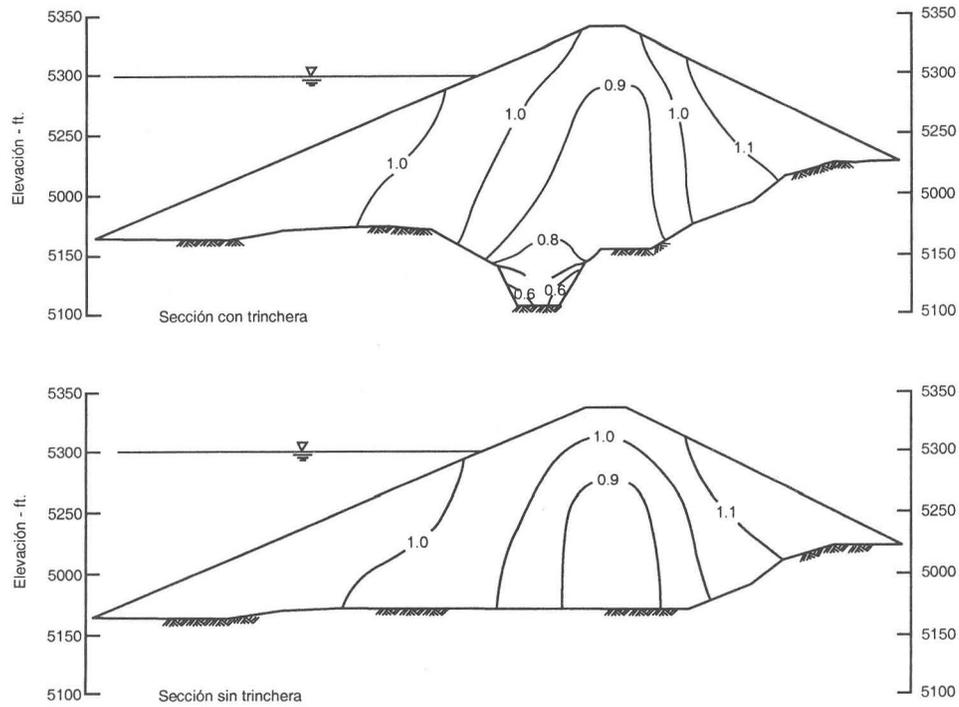


Figura 14.8 Contornos de esfuerzos verticales como porcentaje del esfuerzo vertical por peso propio para condiciones con o sin la trinchera (Peck, 1976).

Peck (1976) identifica varios mecanismos de arqueado que se generan por las condiciones de frontera de la boquilla (figura 14.9). El arqueado primario se presenta en el relleno colocado entre las paredes de las trincheras. El arqueado secundario tiene lugar en las laderas donde la topografía longitudinal en la superficie de roca produce una reducción de esfuerzos. El arqueado también es posible en lugares donde existen irregularidades geométricas tal como escalón vertical. Las anomalías de esfuerzos se pueden detectar oportunamente mediante el análisis de esfuerzo y deformación.

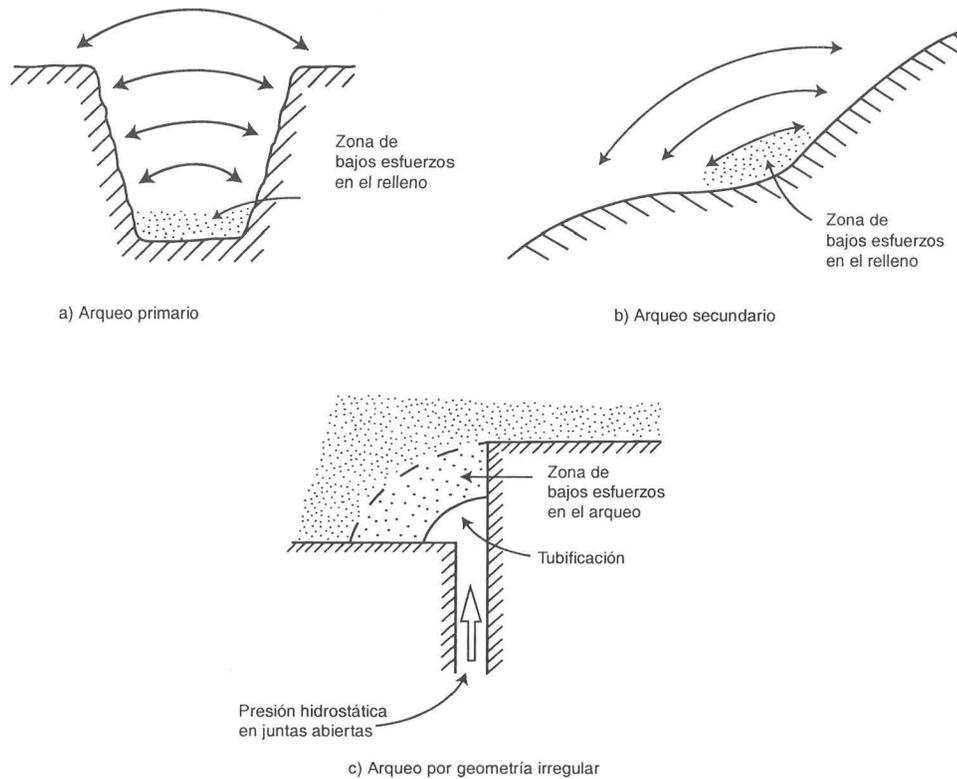


Figura 14.9 Diferentes mecanismos de arqueamiento, a) en la cimentación, b) en la ladera y c) en la irregularidad geométrica (Peck, 1976).

**Zona de tensión.** En la cortina se pueden presentar diferentes tipos de agrietamiento que pueden ser someros o profundos, longitudinales y transversales, externos (conectados a la superficie de la cortina) o internos (embebidos dentro del cuerpo de la cortina). El análisis de agrietamientos transversales requiere de estudios bidimensionales que generalmente se llevan a cabo sobre varias secciones transversales. Sin embargo, el estudio de agrietamientos longitudinales demanda un análisis tridimensional a fin de conocer la distribución de esfuerzos en la sección longitudinal de la cortina. En la figura 14.10 se presentan las zonas de tensión en la sección longitudinal para tres geometrías de las laderas en la presa La Angostura (Alberro y Gonzalez, 1992). La determinación de las zonas de tensión es relevante para definir el corte de las laderas y el potencial de agrietamiento hidráulico.

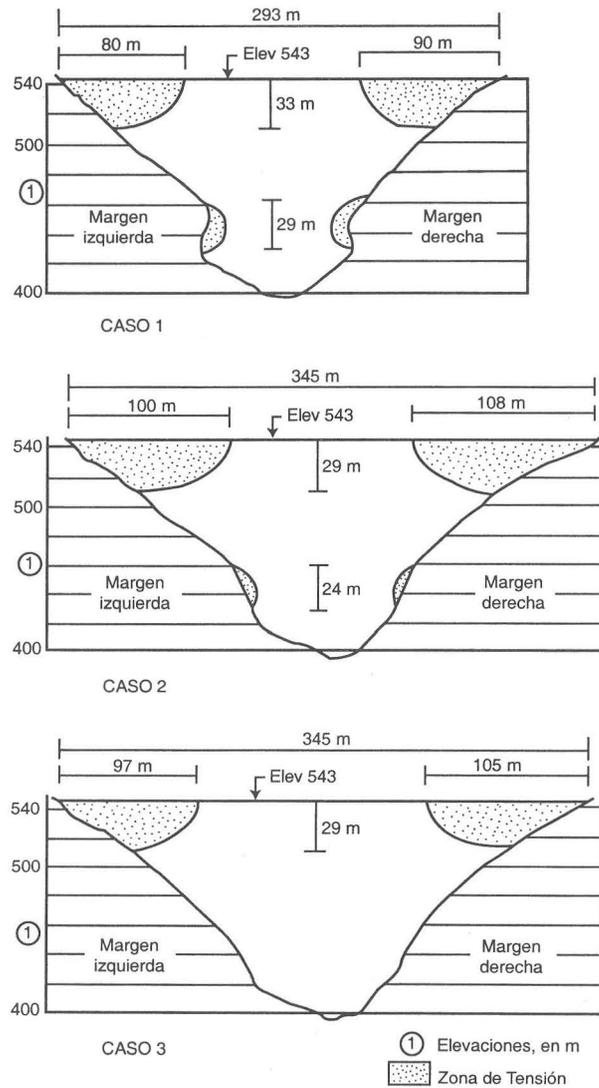


Figura 14.10 Zonas de tensión para diferentes geometrías de las laderas en la presa La Angostura (Alberro y González, 1992).

En la sección transversal es posible determinar las zonas de tensión y de plastificación. En la figura 14.11 se muestran las zonas de tensión y de plastificación estimadas en las presas El Infiernillo, Netzahualcóyotl, La Angostura y Chicoasén (Alberro, 1996). Es

importante conocer la ubicación de dichas zonas y su extensión. O de allí se puede determinar peligros de fallas locales o globales o agrietamientos.

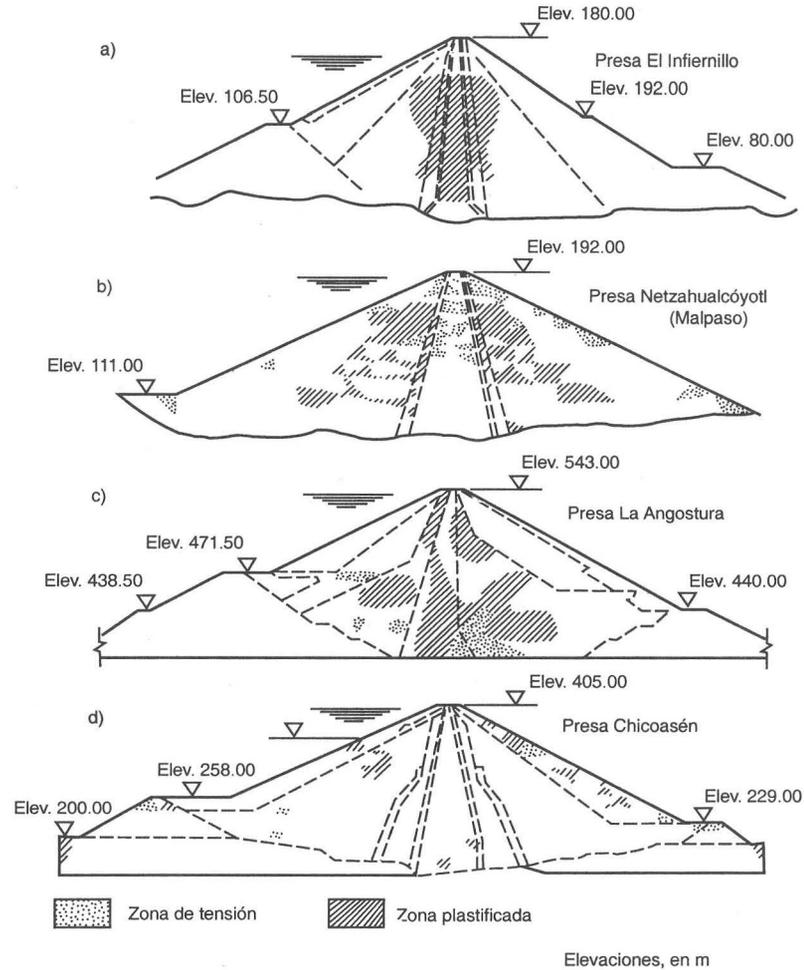


Figura 14.11 Zonas de tensión y de plastificación en varias presas (Alberro, 1996).

**Colapso.** Durante el primer llenado, la saturación de los materiales enrocamiento genera una reducción en volumen. Justo *et al* (1989) realizó un análisis tridimensional del MEF para estudiar el comportamiento de la presa El Infiernillo durante el primer llenado. El análisis es elástico lineal pero toma en cuenta la resistencia a la tensión del

enrocamiento y diferentes módulos acordes con la dirección del cambio de esfuerzos. La simulación del colapso se hizo mediante el decremento en los módulos de elasticidad en los siguientes pasos. 1) Se hace en los elementos sumergidos un relajamiento de esfuerzos restringiendo los desplazamientos. La proporción del relajamiento es un parámetro que se determina en la prueba de colapso. Para la presa El Infiernillo, dicho parámetro es del orden de 20 a 30%. 2) Los esfuerzos residuales se transforman en fuerzas nodales y se aplican a la estructura como cargas externas. 3) Los módulos de elasticidad de los materiales sumergidos se modifican por un factor de reducción que está asociado con el parámetro de relajamiento. 4) Los esfuerzos generados por la acción de las cargas externas mencionadas son añadidos a la estructura para obtener el estado final de esfuerzos y deformaciones.

En la figura 14.12 se presentan los desplazamientos calculados y medidos en uno de los inclinómetros instalados en la presa. La dirección del eje x está alineada con la corriente del río y la dirección del eje y es paralela al eje de la cortina. Los cálculos se hicieron con dos hipótesis sobre los módulos de elasticidad  $E$  durante el llenado y  $E_0$  es el módulo inicial antes del llenado. Se puede observar el complejo patrón de los movimientos de la cortina durante el llenado.

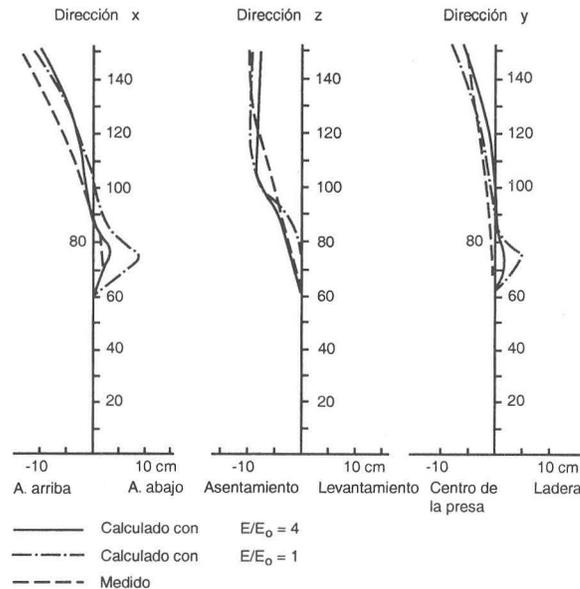


Figura 14.12 Desplazamientos con el nivel de agua a 90 m en el inclinómetro I-V de la presa El Infiernillo (Justo *et al*, 1989).

## Referencias

- Alberro, J. y González, F. (1992). "Agrietamiento interno en presas de tierra y enrocamiento", *Volumen Raúl J. Marsal*, SMMS, México.
- Alberro, J. (1996). "Presas de tierra y enrocamiento", Memoria 40 años de investigación y práctica en geotecnia, Tomo I, Fundación ICA.
- Christian, J. T. y Desai, C. S. (1977) "Constitutive Laws for Geologic Media". Cap. 2, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, ed. Desai, C. S. y Christian, J. T. McGraw-Hill Book Co., New York.
- Christian, J. T. (1977) "Two- and Three-Dimensional Consolidation". Cap. 12, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, ed. Desai, C. S. y Christian, J. T. McGraw-Hill Book Co., New York.
- Desai, C. S. y Christian, J. T. (1977) "Introduction, Numerical Methods, and Special Topics". Cap. 1, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, ed. Desai, C. S. y Christian, J. T. McGraw-Hill Book Co., New York.
- Duncan, J. M. (1992). "State-of-the-Art: Static Stability and Deformation Analysis". *Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*, ASCE, Vo.1, 222-266.
- ICOLD (1986). *Static Analysis of Embankment Dams*. Bulletin 53, International Commission on Large Dams.
- Justo, J. L., Saura, J. y Segovia, F. (1989). "A Three-Dimensional Finite Element Method for the Study of the Behaviour of Embankment Dams with Thin Earth Core During Construction and Filling of the Reservoir", *De Mello's Volume*, 217-224.
- Mitchell, R. J. (1983) *Earth Structures Engineering*, Allen & Unwin, Inc. Boston.
- Peck, R. B. et al (1976) "Failure of Teton Dam", *Judgment in Geotechnical Engineering*, J. Dunicliff y Deere, D. U. (ed.), John Wiley & Sons, New York, 1985.
- Poulos, H. G. y Davis, E. H. (1974) *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc.

SRH, CFE y UNAM (1976) "Comportamiento de presas construidas en México". Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas, México.

Tan, C. P. y Donald, I. B. (1985). "Finite Element Calculations of Dam Stability". Proc. 11<sup>th</sup> *Int. Conf. Soil Mech. and Fd. Engrg*, San Francisco, Vol. 4, 2041-2044.

Zienkiewicz, O. C. y Taylor, R. L. (1989). *The Finite Element Method, Vol. 1, Basic Formulation and Linear Problems*. 4/e, McGraw-Hill Book Co., London.

Zienkiewicz, O. C. y Taylor, R. L. (1991). *The Finite Element Method, Vol. 2, Solid and Fluid Mechanics, Dynamics and Non-Linearity*. 4/e, McGraw-Hill Book Co., London.

# 15 ANÁLISIS SÍSMICO

*Xiangyue Li Liu*

## 15.1 Introducción

Se estima que una tercera parte de las presas construidas en el mundo se encuentran en zonas sísmicas. Aun las presas localizadas fuera de las zonas sísmicas también pueden ser afectadas por la sismicidad inducida por el llenado del embalse; se ha presentado este fenómeno en un 17% de las presas cuyas alturas son mayores de 100 m, o cuyos almacenamientos son mayores de 1,000 millones m<sup>3</sup>. Sin embargo, hasta la fecha se han reportado en el mundo solamente una docena de fallas totales de presa debidas, exclusivamente, a eventos sísmicos. Esto implica, aparentemente, que el sismo no es una causa importante para la falla de las presas y que éstas han funcionado satisfactoriamente durante eventos sísmicos.

El aparente alto grado de seguridad sísmica en presas se debe principalmente a que existen escasas presas que han sido sujetas a sismos intensos. Hasta la fecha casi no existen presas expuestas a las dos condiciones extremas de diseño: que el sismo en el sitio sea el máximo probable y que el embalse está lleno. Como el universo estadístico es pequeño, el bajo valor de la probabilidad de falla no es tan representativo y confiable. Por lo tanto, considerando las consecuencias catastróficas de la falla de una presa, la forma repentina sin aviso previo de las fallas por sismo y las incertidumbres sobre el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, su diseño debe ser suficientemente conservador sin menospreciar los aspectos económicos.

Por ello, se han hecho en las últimas tres décadas grandes esfuerzos para adquirir mayor habilidad en el control eficiente de la seguridad sísmica de estas estructuras. Además de haber realizado programas de investigación, a veces multinacionales, para analizar exhaustivamente los pocos registros obtenidos en las presas durante sismos reales, se ha avanzado en la experimentación en campo y en laboratorio. En el campo, se determinan las propiedades mecánicas y la respuesta dinámica bajo excitaciones que generan solamente deformaciones muy pequeñas. Aunque las excitaciones distan mucho de las de un sismo, se pueden obtener indicadores del comportamiento estructural de una presa, además de evaluar la influencia de factores como la no homogeneidad del material en el caso de las presas de materiales graduados, geometría de la boquilla

y condiciones del terreno de cimentación. En el laboratorio se efectúan modelos físicos o pruebas centrífugas para estudiar mecanismos de falla y otros aspectos del comportamiento dinámico cuando la falla sea inminente.

Gracias al mejor entendimiento del comportamiento dinámico de los materiales térreos y del concreto, así como el rápido crecimiento de herramientas computacionales poderosas, los métodos de análisis se han refinado cada vez más. Los análisis convencionales que revisan la estabilidad global de presas por medio de métodos pseudoestáticos, han sido remplazados por análisis dinámicos no lineales considerando la evolución de agrietamiento y pudiendo estimar deformaciones permanentes después del sismo. Otro avance se deriva de la ingeniería sísmica, en la que cada vez se logra un mejor entendimiento acerca de las condiciones sismotectónicas, gracias a nuevos instrumentos sismológicos y la acumulación de datos reales.

De las presas construidas en México, una buena parte se encuentra en regiones de alta o mediana sismicidad. La ingeniería sísmica aplicada a presas tiene logros significativos en el país; se han hecho estudios avanzados con el enfoque en la revisión de la seguridad de las presas de gran altura. La instrumentación sísmica en varias presas, especialmente en las presas El Infiernillo y La Villita, ha sido ampliamente citada en la literatura técnica internacional. También se han hecho esfuerzos para implementar programas de revisión de seguridad para presas de mediana y baja altura.

Este capítulo presenta un panorama general sobre el diseño y análisis sísmico de las presas de tierra y enrocamiento. En la sección 15.2 se describen, en primer lugar, diferentes mecanismos que pueden conducir a las presas térreas a un estado de falla; se dan algunas consideraciones generales de diseño que tienen por objeto reforzar la resistencia antisísmica de las presas y se introducen los procedimientos de análisis. Los fundamentos de ingeniería sísmica se han presentado en el capítulo 3 “Sismicidad”. En la sección 15.3 se describen las consideraciones necesarias para el análisis sismológico y geológico del sitio.

La sección 15.4 cubre las propiedades dinámicas de los materiales térreos incluyendo el módulo de corte, relación de Poisson, amortiguamiento, así como resistencia al corte y compactación dinámica. En las últimas secciones de este capítulo se detallan los procedimientos de análisis, tanto refinados como simplificados. Se entienden como métodos de análisis simplificados aquellos que no requieren pruebas de campo y de laboratorio sofisticadas, ni necesitan llevar a cabo análisis de elementos finitos o similares que demandan un enorme trabajo computacional. Para presas de tierra y enrocamiento las pruebas para determinar las propiedades de materiales se limitan a aquéllas de propiedad índice o pruebas de penetración estándar o del cono. Los análisis pueden realizarse manualmente o automatizado mediante un programa de cómputo sencillo.

## 15.2 Diseño sísmico

### 15.2.1 Comportamiento sísmico

Entre todos los tipos de cortina, las de tierra son de las más vulnerables a las acciones sísmicas. Sin embargo, gracias a las modernas técnicas de construcción y avances en mecánica de suelos, las cortinas construidas en los últimos cuarenta años tienen pocos registros de daños durante movimientos sísmicos. Se ha observado que las cortinas de tierra sufren daños sísmicos solamente cuando la intensidad sísmica en la escala modificada de Mercalli alcanza un grado mayor que VI.

Las cortinas de enrocamiento, en términos generales, tienen un comportamiento sísmico bastante bueno. Esto se debe a que las cortinas de este tipo, por lo general, se construyen empleando maquinarias modernas de compactación dando como resultado una alta resistencia al corte en los materiales de enrocamiento; la alta permeabilidad de este tipo de materiales también contribuye a que su buena resistencia al corte se mantiene durante eventos sísmicos sin que se presenten problemas de licuación.

Sherard (1967) ha presentado una lista de causas probables que pudieran llevar las presas de tierra y enrocamiento a la falla bajo cargas sísmicas. Estas son:

- Ruptura de la cortina por un gran movimiento de falla en la cimentación.
- Pérdida de bordo libre debida a movimientos tectónicos diferenciales en el terreno.
- Fallas de talud inducidas por movimientos sísmicos del terreno.
- Pérdida de bordo libre debida a fallas de talud o compactación del suelo.
- Deslizamiento de la cortina debido a la mala condición del terreno de cimentación.
- Falla de tubificación a través de grietas inducidas por movimientos sísmicos del terreno.
- Desbordamiento de la cortina debida al oleaje en el embalse.
- Desbordamiento de la cortina debido a deslizamientos o caídas de roca hacia el embalse.
- Falla del vertedor u obra de toma.

Esta lista, elaborada hace casi 35 años, sigue siendo una buena guía para entender el riesgo sísmico que se puede esperar en un sitio de presa. Con respecto al cuerpo de la cortina, los principales daños que se pueden presentar son los agrietamientos longitudinal y transversal, deslizamiento, asentamiento y daños en estructuras de concreto.

**Agrietamiento longitudinal.** Las grietas longitudinales son daños sísmicos de mayor frecuencia. Tales grietas se localizan principalmente en el área de la corona; cuando ellas se presentan en taludes tienden a aparecer en la parte aguas arriba, probablemente por el alto nivel de filtración en este lado del talud. Si el drenaje es inadecuado también pueden formarse grietas al lado de aguas abajo. Asimismo, las grietas pueden producirse por grandes asentamientos del corazón impermeable o de la cimentación. Asentamientos inusuales ocurren cuando la resistencia de la cimentación no es uniforme o cuando los depósitos sueltos de río no han sido removidos. Muchas veces las grietas longitudinales están escondidas a cierta profundidad, por lo que es necesario llevar a cabo investigaciones cuidadosas si el daño no está a la vista. Los agrietamientos longitudinales se presentan en cortinas de enrocamiento debido a la diferencia de rigidez entre el respaldo y el corazón impermeable.

**Agrietamiento transversal.** Las grietas transversales incluyen cuatro tipos: el primero, formado por la intensa vibración en la dirección paralela al eje de la cortina; el segundo, formado cerca ambos extremos del eje de la cortina por la diferencia de las características dinámicas de la cortina y los empotramientos; el tercero, formado por la consolidación no uniforme en diferentes zonas de la cortina; y el cuarto y último, debido a asentamientos excesivos de la cimentación. Se observan en la práctica pocas grietas transversales si se comparan con las longitudinales, pero aquéllas pueden formar canales de agua que pudieran causar la rotura de la cortina. Es necesaria la oportuna reparación de estos daños.

**Deslizamiento.** Deslizamientos o movimientos laterales de un talud ocurren cuando se moviliza una masa a lo largo de una superficie deslizante dentro de la cortina, debido a la pérdida de estabilidad por el incremento en esfuerzos dinámicos o la disminución en la resistencia al corte que es, a su vez, causada por el aumento en presión de poro. Los deslizamientos ocurren con frecuencia en la parte aguas arriba y movimientos laterales, en aguas abajo. Si el lado aguas arriba está saturado y la vibración es excesiva, esta parte puede licuarse. La licuación se presenta con más facilidad en taludes tendidos; pero una vez iniciado el fenómeno, la estabilidad ya no mantiene una relación estrecha con la pendiente del terraplén. El deslizamiento superficial ocurre acompañado por movimientos de enrocamientos que están colocados en la parte superior de la cortina para proteger las caras aguas arriba y aguas abajo.

**Asentamiento.** Las causas de los asentamientos son el deslizamiento, movimiento lateral y compactación dinámica, siendo la primera la causa más frecuente. El

asentamiento es el principal daño que se observa en cortinas de enrocamientos. El asentamiento se debe esencialmente a la compactación dinámica de los materiales constituyentes de la cortina, particularmente los enrocamientos. El asentamiento, si es excesivo o acompañado por el oleaje generado por sismos, puede causar la pérdida del bordo libre. El movimiento lateral ocurre simultáneamente con el asentamiento. La magnitud del movimiento lateral es similar a la del asentamiento, por lo que gran parte del movimiento lateral se debe a la compactación dinámica. Como las cortinas de enrocamientos son más esbeltas que otras cortinas de tierra, el movimiento lateral también se atribuye a los empujes laterales que incluyen el estático, el hidrodinámico y el de inercia.

**Daños en estructuras de concreto.** Si la cortina está protegida por la cara de concreto en el talud aguas arriba, ésta puede sufrir agrietamientos causando distorsión o rompimiento a las juntas entre los bloques de concreto o entre el concreto y los empotramientos. El parapeto es otro de los componentes de concreto que sufre daños debido a la alta concentración de aceleración en la corona de la cortina. Se han observado también daños en torres de toma, vertedor, etcétera.

### *15.2.2 Consideraciones generales de diseño*

No todos los aspectos relacionados con la seguridad sísmica pueden evaluarse mediante un procedimiento analítico. Un proyecto geotécnico y estructural exige a los proyectistas tomar en cuenta un gran número de criterios de diseño. Muchos de ellos no están reflejados en los cálculos propiamente dichos, pero son fundamentales para que las hipótesis de análisis se cumplan cabalmente y que las estructuras tengan un satisfactorio comportamiento sísmico. Para las presas de tierra y enrocamiento, Seed (1979) ha recomendado las siguientes consideraciones para el diseño.

- Disponer un amplio margen de pérdida de bordo libre que permita asentamientos, acciones de olas y movimientos de falla.
- Diseñar amplias zonas de transición utilizando materiales que no son vulnerables a agrietamiento.
- Usar drenes de chimenea cerca de la porción central de la cortina.
- Disponer amplias zonas de drenaje que permitan posibles flujos de agua a través de fisuras.

- Diseñar amplias zonas de corazón impermeable usando materiales plásticos no vulnerables a agrietamiento.
- Usar una zona de filtro bien graduado en la parte aguas arriba del corazón que sirve como un tapón de fisuras.
- Diseñar detalles estructurales en la corona, que protegen contra la erosión en el evento de desbordamiento.
- Extender el corazón impermeable hacia los contactos con las laderas.
- Localizar bancos de material para el corazón, que no tengan alto grado de saturación.
- Estabilizar taludes del vaso para prevenir deslizamientos hacia el embalse.
- Diseñar detalles especiales si existe el peligro del movimiento de falla en la cimentación.

Marcuson III *et al.* (1996) han presentado un resumen de las posibles medidas de remediación que se practican en el Cuerpo de Ingenieros de los EUA para la rehabilitación sísmica de las presas de tierra y enrocamiento. Estas medidas, con el especial énfasis en la reducción del potencial de licuación, pretenden modificar las propiedades ingenieriles de la cortina o de la cimentación, cambiar la geometría de la cortina existente o una combinación de ambas acciones.

- **Bermas y contrafuertes.** Se usan bermas y contrafuertes en taludes aguas arriba y aguas abajo a fin de incrementar esfuerzos efectivos verticales en materiales problemáticos y reducir así su potencial de licuación. El incremento de la sobrecarga causa una pequeña cantidad de consolidación y por lo tanto reducción de la relación de vacíos. Las bermas y contrafuertes también sirven para incrementar la longitud de la superficie de falla, proporcionando un contrapeso que limita el movimiento del talud y manteniendo una sección estable.
- **Excavación y sustitución.** Los materiales problemáticos son removidos y remplazados por un material no licuable. Este método tiene, como ventajas, proporcionar la certeza de que lo que se diseña es lo que se construye realmente en el campo. El método a veces es costoso y difícil de operar. Casi siempre se requieren bombeos y, en muchos casos, es necesario abatir el nivel del embalse. Es uno de los métodos más útiles cuando los materiales problemáticos se encuentran cerca a la superficie de terreno o cuando se requiere reparar agrietamientos después del sismo.
- **Densificación *in situ*.** Si por alguna razón el método de excavación y sustitución no es apropiado, se emplea densificación *in situ* para disminuir el potencial de licuación por reducir la relación de vacíos en los materiales problemáticos. Se debe tener mucha cautela si se usa para presas existentes porque la densificación puede provocar el agrietamiento en los materiales.

- **Reforzamiento *in situ*.** A diferencia de la densificación, el reforzamiento *in situ* forma un material compuesto que es suficientemente competente para asegurar la estabilidad de la cortina.
- **Aumento en el bordo libre.** Se incrementa el bordo libre cuando el análisis sísmico indica que la cortina es marginalmente estable. Esta práctica es válida sólo cuando las deformaciones probables de la cortina no son excesivamente grandes. Obviamente este método también disminuye la probabilidad del desbordamiento asociado con asentamientos o deslizamientos superficiales en la corona.
- **Drenaje.** Este método incrementa la disipación del exceso en presión de poro que se genera durante el sismo.
- **Combinaciones.** Varios métodos mencionados arriba se pueden combinar para un proyecto.

### 15.2.3 Procedimientos de análisis

Los posibles efectos sísmicos sobre la seguridad de presas ya empezaron a ser tomado en cuenta por la profesión a partir de mediados de los años veinte del siglo pasado. El clásico trabajo de Westergaard titulado *Presión hidrodinámica sobre presas durante sismos* fue publicado en 1933. Existen indicios de que muchos proyectistas de esa época ya realizaban algunos estudios analíticos o incorporaban algunas medidas defensivas simples para incrementar la seguridad de presa contra efectos sísmicos.

Durante el periodo comprendido entre 1930 y 1970, en la práctica de diseño se tomaban en cuenta los efectos sísmicos por incorporar simplemente una fuerza lateral estática en el análisis de estabilidad, para representar fuerzas de inercia inducidas por el sismo. La fuerza lateral ha sido representada por una fracción de 5 a 10% de la fuerza vertical inducida por el peso propio de la cortina. Esta práctica ha sido demostrada satisfactoria por experiencias registradas en muchos sismos fuertes, entre ellos el de San Francisco ( $M = 8.3$ ,  $M$  es la magnitud en la escala Richter) en 1906 y el del Lago Hebgen ( $M = 7.1$ ) en 1959. Sin embargo, en los años sesenta y primeros de los setenta, ocurrieron varios eventos sísmicos haciendo a los ingenieros a reevaluar sus criterios de diseño sísmico; el sismo de Alaska ( $M = 8.3$ ) en 1964 y el de San Fernando ( $M = 6.6$ ) en 1971, son de particular importancia. También se han registrado sismos con una aceleración mayor que 0.3 g, un nivel de aceleración substancialmente más alto que el considerado en los análisis tradicionales que oscila entre 0.05 a 0.1 de la aceleración de gravedad.

Al mismo tiempo se ha enriquecido notablemente la base de datos sismológicos alrededor del mundo por la creciente cantidad de instrumentos instalados y acumulación de eventos registrados. Los datos permiten renovar constantemente los criterios para definir sismos de diseño. Se han incorporado criterios probabilísticos para manejar la incertidumbre sobre la localización de epicentros, magnitud, frecuencia de ocurrencia, trayectoria de propagación y leyes de atenuación. Surgieron a partir de la misma época poderosas computadoras y herramientas de cálculo. Hoy en día, los análisis dinámicos son herramientas analíticas indispensables para presas grandes o para aquéllas que tengan un alto nivel de daño potencial.

Los criterios de diseño sísmico de presas de tierra y enrocamiento deben basarse en las siguientes tres consideraciones fundamentales: la selección de sismos de diseño, metodología de análisis y criterios de aceptación del comportamiento estructural.

**Sismos de diseño.** Las presas deben diseñarse contra dos tipos de sismo, sismo de operación y sismo máximo probable. El sismo de operación, que se conoce también por el sismo máximo de diseño o sismo base para diseño, está relacionado con el funcionamiento de la presa más que con su integridad física; es el sismo hipotético que produciría el más severo movimiento vibratorio a nivel del terreno firme en el sitio de la presa sin que ésta tenga problemas de operación. El periodo de retorno generalmente se considera de cien años.

En cambio, el sismo máximo probable o sismo máximo creíble (MCE por sus siglas en inglés) es el evento sísmico hipotético que se espera en las fuentes potenciales regionales y locales de sismicidad y que produciría el más severo movimiento vibratorio a nivel de terreno firme en el sitio de la presa. La presa debe diseñarse de manera que, bajo el sismo máximo creíble pueda sufrir daños estructurales considerables pero sin la ruptura total. Es preferible determinar el sismo máximo creíble mediante métodos determinísticos. Si dicho sismo se define de manera probabilística, el periodo de retorno equivalente varía considerablemente desde 150 a 30 mil años dependiendo de la zona sísmica y el nivel de riesgo asociado de cada presa. La intensidad del sismo máximo creíble es mucho mayor que la del sismo máximo de diseño y, generalmente, la aceleración máxima de aquel es el doble de éste. Existe mucha incertidumbre acerca de cómo definir el sismo máximo creíble debido a la falta de información disponible para un determinado sitio de presa. En un país de muy alta sismicidad, tal como México, y de acuerdo con el estudio de sismicidad disponible hasta la fecha, el periodo de retorno equivalente para el sismo máximo creíble puede limitarse a entre doscientos y quinientos años para que las presas se diseñen de una manera económicamente factible.

**Métodos de análisis.** Existen básicamente tres tipos de análisis sísmico que son, en orden de complejidad; estático, armónico y transitorio. En el análisis estático, consistente simplemente en una evaluación de estabilidad, las cargas sísmicas se aplican como una carga estática adicional que es proporcional al peso de la cortina. En el otro extremo, el análisis transitorio requiere de la formulación de un modelo matemático bastante sofisticado para el suelo que es capaz de describir paso a paso la trayectoria de esfuerzo y deformación bajo cargas cíclicas e irregulares. Este tipo de análisis tiene que realizarse mediante la integración directa en el dominio del tiempo por lo que es sumamente tardado. Aunado por la dificultad de establecer un modelo de suelo confiable, el análisis transitorio pocas veces se lleva a cabo para un problema de diseño real.

El análisis armónico es el que más se usa en la práctica porque es balanceado en cuanto a su alcance y economía. Incluye, por un lado, efectos dinámicos que no están contemplados en un análisis estático pero son relevantes para el comportamiento sísmico de las cortinas; por el otro, ofrece soluciones aproximadas para poder simular la parte esencial del comportamiento del suelo: rigidez dinámica y capacidad de disipación de energía, todas ellas como función del nivel de deformación cortante o de la magnitud de excitación. Los esfuerzos dinámicos obtenidos del análisis armónico sirven para determinar, en un análisis separado, el nivel de deformación permanente.

El potencial de licuación en los materiales de la cortina y cimentación se debe considerar en el análisis. Para ello, se revisa en primera instancia el factor de seguridad contra la licuación en diferentes puntos de la cortina. A aquellos puntos cuyo factor de seguridad es menor que uno, se les debe asignar una reducción de resistencia al corte, una resistencia residual o un aumento en la presión de poro.

Las experiencias acumuladas hasta ahora indican que, en las cortinas bien construidas y cimentadas en suelos estables, si la aceleración máxima del terreno (PGA por sus siglas en inglés) no excede a 0.2 g, no se requiere algún análisis sísmico. Para las cortinas construidas de y cimentadas en suelos que no pierden su resistencia como resultado de vibración sísmica, si la PGA excede a 0.2 g pero no rebasa a 0.75 g, se requiere un análisis seudoestático para revisar el factor de seguridad y un análisis dinámico destinado a la revisión del nivel de deformación. Un análisis dinámico riguroso es necesario para cualquiera cortina si la PGA es mayor a 0.75 g. Para presas construidas de y cimentadas en suelos que pueden perder su resistencia debido a la vibración sísmica, independiente del nivel de aceleración sísmica, se requiere un análisis dinámico que incluye efectos del potencial de licuación o del potencial de deformación.

**Criterios de aceptación.** Los criterios de aceptación son por límite de falla y por límite de servicio. Para la revisión del límite de falla, el factor de seguridad, que se

determina en un análisis de estabilidad estático, no debe ser menor que un valor límite que oscila entre 1.2 y 1.0. Para la revisión del límite de servicio, por otro lado, la deformación permanente en la corona no debe exceder el bordo libre asignado en el diseño por efectos sísmicos, que generalmente es no menor que 2.0 m sobre el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME). En taludes o laderas naturales, la deformación permanente permisible puede asignarse de acuerdo con los valores del cuadro 15.1, que fue preparado por Legg *et al.* (1982) y citado por Lin y Huang (1999). En un análisis dinámico elastoplástico y de licuación, se revisan también distribución de deformaciones permanentes y excesos en presión de poro en toda la cortina.

Cuadro 15.1 Daños sísmicos en los taludes (Legg *et al.*, 1982).

Estado de falla	Descripción de los daños	Movimiento del talud d (cm)
Leve	Movimiento del terreno insignificante, no indicios del potencial de falla por deslizamiento, sólo efectos de vibración del terreno.	$d < 0.5$
Moderado	Falla del terreno moderada, pequeñas grietas que tienden a formarse, efectos similares al fenómeno "sacudida ( <i>lurch</i> )".	$0.5 \leq d < 5$
Significativo	Falla del terreno mayor, grietas y deslizamientos moderados, efectos similares a fenómenos de licuación y desplazamiento lateral.	$5 \leq d < 50$
Severo	Falla del terreno extrema, grietas grandes y posibles movimientos de los deslizamientos, efectos similares a una ruptura de falla de gran escala.	$50 \leq d < 500$
Catastrófico	Falla total, deslizamientos que se muevan a gran distancia arrastrando todo lo que encuentran.	$d \geq 500$

## 15.3 Condiciones sismológicas y geológicas

### 15.3.1 Requerimientos para el diseño

El comportamiento sísmico de las cortinas térras difícilmente se puede describir por una ley de elasticidad lineal. Por un lado, las presas por lo general se diseñan

considerando sismos máximos creíbles, por lo que el nivel de aceleración alcanzado durante ellos es muy elevado; por el otro lado, la respuesta de los materiales térreos es francamente no lineal aún para niveles de deformación pequeños, y el diseño resulta sumamente conservador si no se incluyen las disipaciones de energía por distintos efectos elastoplásticos. En cuanto al comportamiento no lineal, una cortina térrea es muy diferente de edificios que son estructuras de concreto o de acero. En estas la no linealidad del material se concentra comúnmente en ciertas zonas localizadas permitiéndose que la gran parte de la estructura se modela elásticamente y solamente algunas zonas, muchas veces previamente identificables, se estudian mediante modelos elastoplásticos. En cambio, en las estructuras térreas la zona de plastificación es extensa hasta que puede llegar a cubrir toda la estructura. En consecuencia, es indispensable contar con un modelo no lineal en el estudio sísmico de las presas térreas.

Atendiendo a esta necesidad del análisis, los parámetros sísmicos de diseño no solamente incluyen espectros de respuesta sino también acelerogramas cuya definición exige algunos parámetros adicionales. Por lo tanto, un diseño sísmico de las presas térreas por lo general requiere de la siguiente información:

- Aceleración máxima del terreno (PGA).
- Velocidad máxima del terreno.
- Aceleración espectral (SA).
- Magnitud.
- Distancia epicentral.
- Duración.
- Espectro de respuesta.
- Acelerogramas representativos.

Todos estos parámetros han sido definidos en el capítulo 3 “Sismicidad”, los cuales, excepto el acelerograma, se definen en un análisis de riesgo sísmico, sea determinístico o probabilístico. La generación de acelerogramas representativos no es una práctica común para el diseño sísmico de edificios, pero es casi rutinaria en la ingeniería sísmica de presas.

Si existen registros de aceleración en el sitio o lugares cercanos al sitio de emplazamiento de la presa, cuyas condiciones del terreno son similares a las del sitio y si, además, los sismos registrados tienen el tipo y magnitud similar y distancia focal comparable al sismo de diseño, dichos registros se deben utilizar con preferencia. Sin embargo, la situación tan favorable para el estudio rara vez sucede. Si alguna de las condiciones no se cumple, los acelerogramas registrados deben modificarse. En la

mayoría de los casos no se disponen ni siquiera registros y para ello se requiere la síntesis de acelerogramas nuevos.

El criterio básico que se emplea para la modificación de acelerogramas registrados o la síntesis de los nuevos se basa en la consideración de que los espectros de respuesta que se obtienen de los acelerogramas generados deben estar lo más cercanos posibles a los espectros de diseño ya definidos previamente en el estudio de riesgo sísmico. La duración de los acelerogramas generados también debe ajustarse a la duración del sismo de diseño.

Los métodos que se usan para modificar o sintetizar acelerogramas son variados. Algunos de ellos son: modificar la escala amplitud o de tiempo de un acelerograma registrado, combinar varios acelerogramas registrados, filtrar y/o ampliar selectivamente las frecuencias, variar la escala en el dominio de la frecuencia, filtrar con ruido blanco de banda finita, usar la teoría de procesos aleatorios y establecer modelos sismológicos usando funciones de Green empíricas. En la fig 15.1 se muestra la síntesis de un acelerograma generado y su correspondiente espectro de respuesta (Green, 1992). Cuando el ajuste es bueno en la parte alta del espectro es frecuente que la aceleración máxima del terreno, que corresponde al periodo cero, desvíe considerablemente del valor generado. Esta dificultad, como lo demuestra esta figura, ha sido comentado por otros autores, la cual se debe a que no es natural tener una alta amplificación de respuestas en un rango tan amplio de periodos.

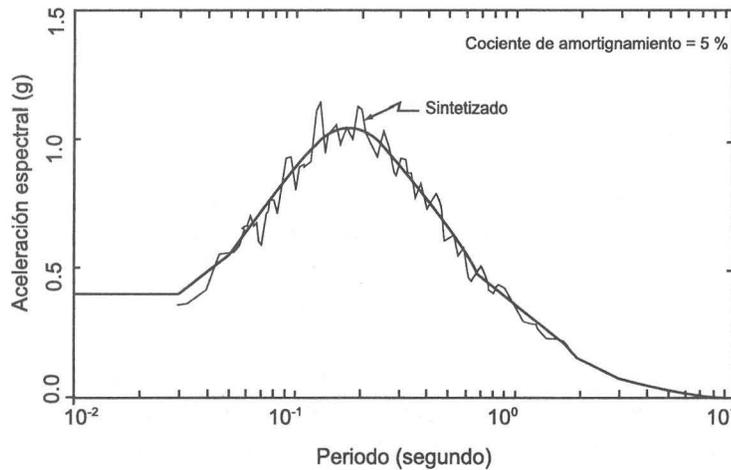


Figura 15.1 Espectro de respuesta objeto y espectro del acelerograma sintetizado (Green, 1992).

### 15.3.2 Evaluación de riesgos sísmicos

La sismicidad regional o mapas de peligro sísmico, que son comúnmente recomendados por normas de diseño sísmico, generalmente no pretenden reflejar las condiciones geológicas del sitio de emplazamiento de una presa o son demasiado burdas para ser tomadas en cuenta en el estudio de una presa. Son necesarios, por ello, estudios de sismicidad local que contemplan las condiciones geológicas y sismológicas específicas en el sitio. Tales estudios detallados tienen dos objetivos: determinar los riesgos sísmicos, o bien los parámetros sísmicos que se requieren para el diseño de la presa y evaluar los peligros geológicos en el sitio y vaso que pudieran inducirse por la actividad sísmica.

La evaluación de riesgos sísmicos abarca una serie de investigaciones, que están enfocadas en tres grandes aspectos: fuente, trayectoria y efecto local. Los efectos de fuentes sísmicas incluyen la magnitud, tipo de falla, condiciones del estado de esfuerzo en la falla y características de la propagación de la ruptura. Los efectos de trayectorias se evalúan con base en leyes de atenuación. Genéricamente estas leyes expresan una relación entre la aceleración máxima del terreno o aceleración espectral, que generalmente se expresa en la escala logarítmica, y un conjunto de parámetros que se ha determinado con anticipación en el estudio de fuentes. Estos parámetros son la magnitud, distancia focal y tipo de falla, entre otros. También se considera la incertidumbre acerca de estos parámetros. Por último, los efectos locales incluyen la geología local que abarca las condiciones del suelo y la roca, topografía superficial, topografía subsuperficial de la roca basal que se conoce también como efecto del valle, así como los efectos de campo cercano si el sitio está cerca del epicentro. El estudio de efectos locales ha sido comentado en el capítulo 3 “Sismicidad” y se mencionan a continuación los estudios de fuentes sísmicas y leyes de atenuación. Los detalles sobre este tópico pueden consultarse en (O’Neill, 1988).

**Localización de fallas.** El estudio de fuentes comienza recopilando la información general sobre la región o el área. Se utilizan principalmente datos existentes que incluyen mapas de geología, estudios fotogeológicos, informes de los trabajos de campo previos, estudios de historia tectónica y geología histórica, conocimientos sobre las propiedades principales de la roca y del suelo y localización de fallas conocidas. Es importante contar con la información acerca de la historia sísmica regional, los eventos principales y provincias tectónicas. El régimen del agua subterráneo y la información derivada de redes geodésicas también son de gran ayuda.

Con base en estos estudios, hay que enfocarse en aspectos más específicos en el sitio, incluyendo la realización de mapeos geológicos específicos, exploraciones y estudios

de materiales de construcción. Al concluir esta etapa de estudio es necesario contar con todas las fallas potenciales.

**Caracterización de fallas.** No todas las fallas son activas o son las que tienen una alta probabilidad de producir un sismo. Se debe definir ahora cuáles son las fallas activas y relevantes para el sitio de emplazamiento de la presa. Una falla puede ser activa, potencialmente activa y no activa. La falla activa es aquella en que se demuestra la evidencia de desplazamientos dentro del periodo Holoceno (10 mil años) o existe una clara relación entre la falla y la sismicidad instrumental. Una falla potencialmente activa es aquella en que no existen suficientes datos para definir la edad del movimiento más reciente, pero su actividad cuaternaria es conocida o fuertemente probable, y que se sugiere alguna asociación entre la falla y la sismicidad local histórica o instrumental. La falla no activa es la que existen evidencias concluyentes de que la falla no se ha movilizadado en el periodo geológico en consideración. Generalmente las fallas potencialmente activas requieren estudios adicionales para aclarar las incertidumbres.

Las fallas posibles de producir un sismo no necesariamente son relevantes para el sitio. La relevancia depende principalmente de la distancia entre la fuente y el sitio, relación entre una falla y otras que también tienen posibilidad sísmica, así como la distribución de todas las fuentes.

Además de definir la actividad y relevancia de las fallas, se debe determinar su posición, longitud y área de ruptura, así como la magnitud, velocidad y duración del deslizamiento. La caracterización de las fallas se basa en estudios detallados de fotogeología, levantamiento geológico y uso de técnicas de exploración, tales como trinchera, sondeo, pozo y métodos geofísicos. A veces, es necesario obtener muestras para determinar la edad del material. Los regímenes de esfuerzos también ayudan al estudio.

**Definición del sismo máximo creíble.** La definición del sismo máximo creíble (MCE) está sustentada principalmente por las relaciones entre la magnitud y la longitud total de ruptura de la falla, así como entre la magnitud y el deslizamiento máximo en una determinada posición de una falla. Otros factores a considerar son el contenido espectral y la frecuencia que nos ocupa. Cada falla tiene un MCE asignado y el mayor entre todas las fallas es el MCE del sitio. Es importante determinar, de manera paralela, la relación entre los niveles de periodo de retorno y la magnitud del sismo. Este dato es importante para asignar otros sismos de diseño, como por ejemplo el de operación.

**Aplicación de leyes de atenuación.** Las leyes de atenuación expresan el decremento de la intensidad del sismo con el aumento de la distancia focal. En la figura 15.2 se

muestran algunas de las propuestas para diferentes regiones del mundo (Donovan y Bornstein, 1978). Nótese la gran dispersión de estas leyes. Las leyes usaban solamente los parámetros tales como magnitud y distancia focal; no obstante, han sido mejoradas tomando en cuenta tipos de falla (normal, inversa, etc.) y características del sitio (aluvión, roca blanda, roca dura, etc.). Por muchos años, las leyes predecían solamente la aceleración máxima del terreno (PGA). Se construía el espectro de respuesta escalando algún espectro tipo en función de las condiciones del terreno. Sin embargo, se ha encontrado que las magnitudes del sismo no solamente afectan la escala de los espectros sino también su forma. Surge por lo tanto la necesidad de establecer leyes de atenuación que estiman ordenadas espectrales en función del periodo de vibración del oscilador simple. Estas leyes se pueden usar directamente en la construcción de espectros de respuesta. Los pormenores sobre leyes de atenuación pueden encontrarse en la referencia de Idriss *et al.* (1979).

**Análisis probabilístico.** El estudio de riesgo sísmico que se describe en los párrafos anteriores es del tipo determinístico. Su concepto es simple, por lo que es aceptado ampliamente en la comunidad científica y su aplicación a la ingeniería resulta relativamente directa. Sin embargo, prevalece en él la desventaja de que las fuentes de poca ocurrencia son tratadas de igual manera que las fuentes de alta ocurrencia. Los análisis probabilísticos superan esta deficiencia al considerar de forma integral la contribución relativa de las fallas. El análisis toma en cuenta la distribución de probabilidad del tiempo entre eventos y la distribución de sus magnitudes; las incertidumbres asociadas a estos eventos se pueden tratar explícitamente y las probabilidades anuales de ocurrencia pueden calcularse directamente. Es necesario llevar a cabo los análisis determinístico y probabilístico simultáneamente a fin de lograr una evaluación exhaustiva, integral y específica.

### ***15.3.3 Estudio de riesgos geológicos***

Los eventos sísmicos producen otros daños en el entorno geológico donde se aloja la presa. Debido al tamaño de la obra, estos daños, especialmente aquéllos que ocurren en el sitio y dentro del vaso, interfieren en el comportamiento de la obra y, por ello, su evaluación debe formar parte del estudio sismológico y geológico. A continuación se mencionan los riesgos que se presentan con frecuencia en zonas sísmicas.

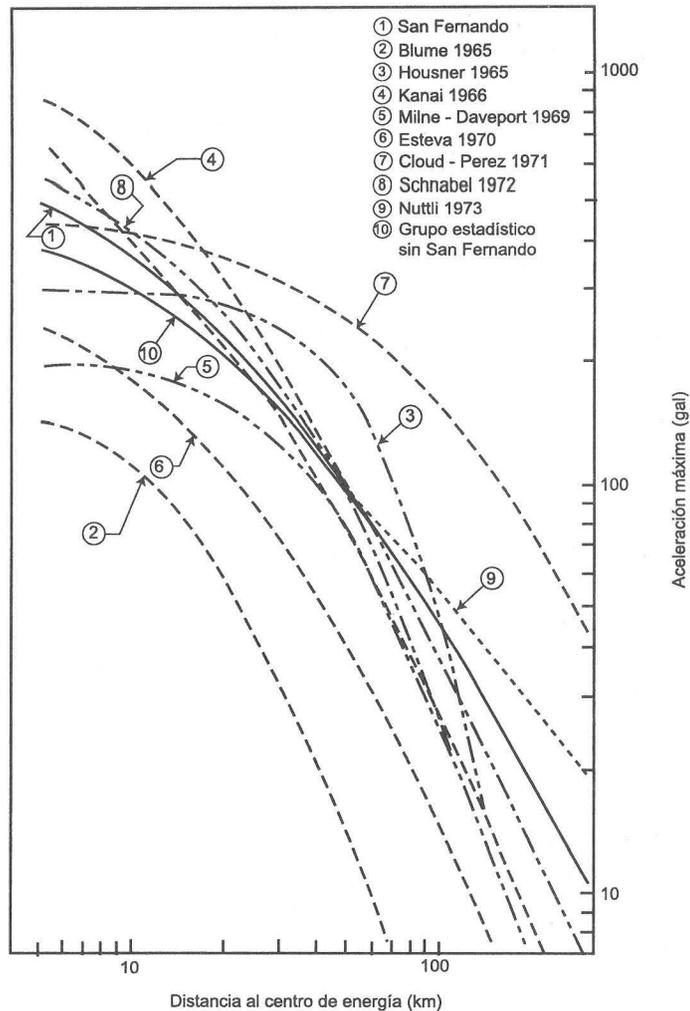


Figura 15.2 Diferentes leyes de atenuación (Donovan y Bornstein, 1978).

**Falla superficial.** Una preocupación primordial en el diseño de presas es la posibilidad de que exista una falla activa en la cimentación de la presa. Los desplazamientos en tal falla deben considerarse en el diseño del cuerpo de la cortina para mitigar sus efectos potenciales. Las investigaciones geológicas y sismológicas son necesarias para localizar y evaluar la actividad de las fallas; las trincheras son especialmente útiles para determinar el perfil y la edad de los deslizamientos recientes.

**Sismicidad inducida.** Dos mecanismos han sido propuestos para explicar la generación de sismos por el llenado del embalse (Idriss, 1979). En el primer modelo, el llenado del embalse produce un incremento en esfuerzos en los materiales subyacentes del vaso, que es tan grande para causar una falla y generar un sismo. El segundo modelo propone que el llenado genera el incremento en presión de poro reduciendo la resistencia al corte, llevando el material a un estado de falla y produciendo en consecuencia un sismo. En algunas regiones, ambos mecanismos serían necesarios para iniciar un sismo mientras en otras, uno de ellos es suficiente.

**Licuación.** La licuación se refiere a que los suelos granulares saturados, uniformes y finos, tales como arena fina, pierden sus resistencia al corte ante cargas cíclicas y su comportamiento se asemeja al de un material de consistencia líquida. Cuando la magnitud de sismo es mayor a 4 en la escala Richter se debe considerar la posibilidad de la ocurrencia de licuación. Existen cuatro fenómenos relacionados con la licuación: volcán de arena, desplazamiento lateral, deformación excesiva y deslizamiento masivo. El volcán de arena se presenta en un estrato de suelo con estratigrafía horizontal y en el campo libre fuera del área de construcción de la cortina, generalmente aguas abajo. El desplazamiento horizontal ocurre frecuentemente en un talud tendido con un ángulo de inclinación no mayor que  $10^\circ$ ; las playas del vaso son lugares típicos de la presencia de este fenómeno. La licuación por flujo indica un estado de falla total del suelo cuya resistencia al corte se reduce a un valor residual que es muy pequeño o casi nulo. Este fenómeno es posible en taludes con pendientes fuertes o el estado de esfuerzo estático del talud es cercano a la falla. Cuando la reducción de la resistencia al corte depende fuertemente del nivel de deformación inducida, el comportamiento del suelo está relacionado a una deformación excesiva en lugar de la falla total.

**Deslizamientos.** Los deslizamientos son referidos a movimientos de laderas naturales. Los deslizamientos se manifiestan de muchas maneras: caídas, derrumbes, deslizamiento en bloques o de mezcla suelo-roca, avalanchas, flujo rápido o deslizamiento subacuático. Sus causas son, además del sismo, flujo de agua, saturación del material, lluvias intensas, excavación al pie del talud, sobrecarga sobre el hombro del talud, etcétera. Se presentan en una gran variedad de materiales, desde rocas, suelos no saturados como loes, hasta suelos granulares saturados.

Los deslizamientos son frecuentes en los sitios de presas ya que la construcción y el llenado del embalse alteran el estado natural del esfuerzo y flujo de agua en el sitio, lo que provoca un desequilibrio de fuerzas y movimientos subsecuentes. Durante el periodo de operación, el vaciado rápido y fuerte precipitación después de una prolongada sequía también son causantes de los movimientos de talud. Los deslizamientos pueden

afectar directamente sobre la estabilidad de la cortina o indirectamente, cuando ocurren en el vaso donde la intrusión de gran cantidad de material al cuerpo de agua produce grandes oleajes no previstos.

## 15.4 Propiedades dinámicas de los materiales térreos

### 15.4.1 Pruebas dinámicas

El comportamiento dinámico de los suelos se describe por una serie de propiedades dinámicas, las cuales se pueden dividir en dos grupos: rigidez y amortiguamiento, y resistencia al corte y compactación dinámica. La magnitud de los parámetros dinámicos se determina en el campo y/o en el laboratorio. El comportamiento de los suelos bajo cargas dinámicas depende en gran medida del nivel de deformación cortante. Por lo tanto, las técnicas de medición de las propiedades se dividen en dos grupos: deformación pequeña y deformación grande. El límite entre los dos rangos de deformación está entre  $10^{-5}$  y  $10^{-6}$  de la deformación cortante. A continuación se presentan las pruebas del campo y laboratorio más comunes (Kramer, 1996).

Pruebas en el campo, deformación pequeña

- Prueba sísmica de reflexión.
- Prueba sísmica de refracción.
- Estratigrafía horizontal.
- Estratigrafía irregular o inclinada.
- Prueba de sondeo suspendido.
- Prueba de vibración estacionaria (ondas de Rayleigh)
- Prueba de ondas superficiales por análisis espectral.
- Prueba sísmica de *cross-hole*.
- Prueba sísmica *down-hole* (*up-hole*).
- Prueba sísmica de conos.

Pruebas en el campo, deformación grande

- Prueba de penetración estándar.
- Prueba de penetración de cono.
- Prueba de dilatómetro.

- Prueba de presionómetro.
- Otras pruebas de campo.

Pruebas en el laboratorio, deformación pequeña

- Prueba de columna resonante.
- Prueba de pulso ultrasónico.
- Prueba de elemento flexionante piezoeléctrico.

Pruebas en el laboratorio, deformación grande

- Prueba triaxial cíclico.
- Prueba cíclica de corto simple directo.
- Prueba cíclica de corte de torsión.

La finalidad de estas pruebas es determinar los parámetros del suelo, los cuales son característicos de un elemento de suelo homogéneo sujeto a cargas uniformes experimentando deformaciones uniformes. A través del uso de modelos geomecánicos, a veces analíticos y muchas veces numéricos, los resultados de estas pruebas pueden servir para determinar el comportamiento de las cortinas aun estas son no homogéneas y de geometría compleja, y sufren esfuerzos y deformaciones no uniformes. Sin embargo, la validez de estos modelos geomecánicos debe comprobarse plenamente. La mejor manera de llevar a cabo tal verificación es comparar el comportamiento estimado y aquel observado durante sismos reales. Sin embargo, los sismos reales son eventos poco frecuentes, especialmente aquéllos que pueden llevar a las estructuras a la falla. Una alternativa es construir modelos físicos a escala en el laboratorio, por los cuales es posible estudiar tantas veces como se quiera y con lujo de detalle diferentes mecanismos de falla. Las pruebas de mesa vibratoria y centrífuga son dos modelos físicos comúnmente empleados.

### ***15.4.2 Rigidez y amortiguamiento***

En la figura 15.3 se muestra una curva esfuerzo y deformación cortante, típica del comportamiento de los suelos bajo cargas cíclicas. Estas curvas, después del primer ciclo, se encierran formando ciclos histeréticos. Dichos ciclos pueden describirse por medio dos características: la inclinación y tamaño. La inclinación define el módulo de corte secante y el tamaño se determina por el amortiguamiento histerético.

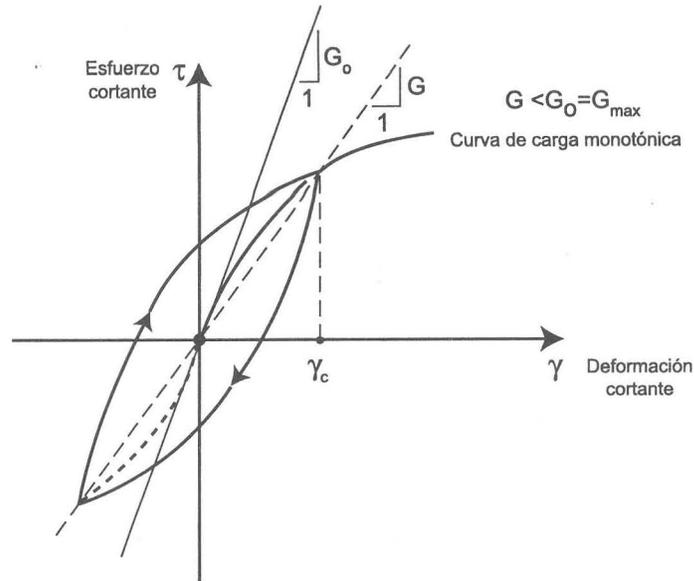


Figura 15.3 Curva esfuerzo-deformación cortante.

El módulo cortante de un suelo es el cociente entre el esfuerzo cortante aplicado y la deformación cortante registrada; este parámetro es importante para el análisis sísmico porque bajo cargas sísmicas el modo principal de esfuerzo y deformación en el suelo es por corte. En los materiales térreos, este módulo depende del nivel de la deformación cortante que se induce: mayor es la deformación, menor será el módulo. Este fenómeno se conoce como la degradación de rigidez del suelo. Para deformaciones pequeñas, por ejemplo menores a  $10^{-6}$ , el módulo llega a su valor máximo.

**Módulo cortante máximo.** Los módulos cortantes máximos ( $G_{\max}$ ) de los depósitos naturales de suelo pueden determinarse mediante técnicas geofísicas. En el laboratorio, su determinación puede realizarse en pruebas de columna resonante. En la práctica también se recurre a algunas correlaciones empíricas para definir el módulo usando propiedades índice de los suelos. Para arcillas saturadas, el módulo máximo se relaciona proporcionalmente con la resistencia al corte no drenada  $s_u$  (Seed e Idriss, 1970):

$$G_{\max} = (1000 - 2500)s_u \quad (15.1)$$

Se reportan en la literatura otras correlaciones menos usadas en el diseño de cortinas pero bien conocidas en otras ramas de dinámica de suelos. Una de ellas es la siguiente, válida tanto para los suelos finos como para los granulares, siendo los primeros normalmente consolidados (Hardin, 1978):

$$G_{max} = \frac{625}{0.3 + 0.7e^2} \sqrt{p_a \sigma'_0} \quad (15.2)$$

donde  $e$  = relación de vacíos,  $p_a$  = presión atmosférica,  $\sigma'_0$  = esfuerzo confinante efectivo medio. La otra correlación relaciona el módulo con resultados de pruebas de penetración estándar (Seed *et al.*, 1986):

$$G_{max} = 20,000(N_1)_{60}^{1/3} \sqrt{\sigma'_0} \quad (15.3)$$

donde  $(N_1)_{60}$  es la resistencia de penetración corregida. Se usa la unidad de psf para  $G_{máx}$  y  $\sigma'_0$ .

Por el tamaño de partículas que tienen los materiales enrocamiento es difícil efectuar pruebas dinámicas en el laboratorio. Los módulos de estos materiales han sido determinados en el prototipo usando los registros sísmicos reales o resultados derivados de alguna excitación dinámica artificial. La expresión más conocida relaciona el módulo con el nivel de esfuerzo de confinamiento mediante una función exponencial (Seed e Idriss, 1970):

$$G_{max} = 1000K_{2,max} \sqrt{\sigma'_0} \quad (15.4)$$

donde  $\sigma'_0$  = esfuerzo confinante efectivo medio,  $K_{2,máx}$  = parámetro adimensional que se presenta en el cuadro 15.2. Se usa la unidad de psf para  $G_{máx}$  y  $\sigma'_0$ . Esta expresión es válida para casi todos los materiales térreos que comúnmente se utilizan en las cortinas de tierra y enrocamiento, esto es, materiales de filtro, transición y respaldo.

Cuadro 15.2 Parámetro  $K_{2,máx}$

Tipo de suelo	$K_{2,máx}$
Arena suelta	35
Arena compacta	60
Arena muy compacta	65
Arena y grava muy compacta	110 ~ 150
Enrocamiento a volteo	100
Enrocamiento compacto	150 ~170

La desventaja de la fórmula (15.4) es que el esfuerzo efectivo medio y el módulo de corte están limitados a la unidad de psf. Además, el exponente del esfuerzo efectivo medio de 0.5 no siempre se verifica (Gazetas, 1981). Una manera apropiada de presentar la fórmula es como sigue:

$$\frac{G_{m\acute{a}x}}{\rho_a} = \frac{1000K_{2,m\acute{a}x}}{46} \left( \frac{\sigma'_0}{\rho_a} \right)^m \quad (15.5)$$

donde se utilizan los mismos valores del cuadro 15.2 para  $K_{2,m\acute{a}x}$  independiente de la unidad que se emplea. Cuando  $m = 0.5$ , se obtiene la ec. (15.4). Otra ventaja de usar la ec. (15.5) es la posibilidad de ajustar los parámetros  $K_{2,m\acute{a}x}$  y  $m$  en función de los datos experimentales, que generalmente se pueden obtener en una prueba de terraplén o en el depósito natural.

**Degradación de rigidez.** La degradación del módulo cortante expresa qué tanto disminuye el módulo con el incremento del nivel de deformación cortante. Las curvas de degradación se dibujan en papeles semi logarítmicos. Experimentos muestran que, por lo general, se pueden definir dos curvas promedio para dos tipos de suelo: granulares y finos (figuras 15.4 y 15.5, Gazeta, 1992 e Ishihara, 1996).

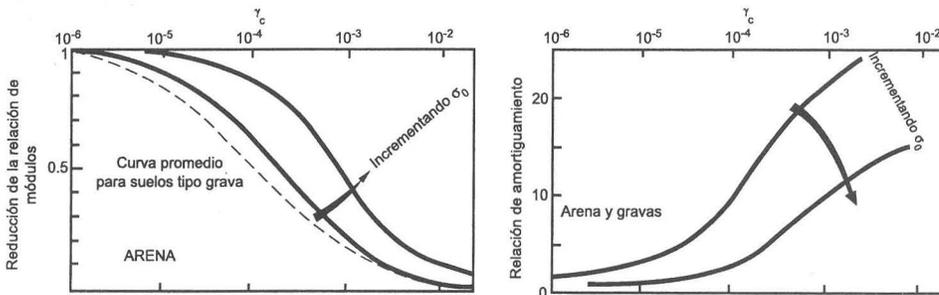


Figura 15.4 Curvas de degradación y de amortiguamiento en suelos granulares (Gazeta, 1992).

**Amortiguamiento.** Como el comportamiento histerético no solamente muestra una degradación sino también una disipación de energía, es indispensable incluir tal disipación en el modelo de suelo que se utiliza para el análisis. Una manera simple de

tomar en cuenta dicho fenómeno es expresar el módulo como un número complejo agregando la parte conjugada al módulo original. El módulo complejo se expresa como

$$G^* = G(1 + 2\lambda i) \quad (15.6)$$

donde  $\lambda$  es el cociente de amortiguamiento histerético.  $i = \sqrt{-1}$  = número complejo. Los experimentos han mostrado que el amortiguamiento también depende del nivel de deformación: mayor es la deformación, mayor será el amortiguamiento. Las figuras 15.4 y 15.5 muestran las curvas de amortiguamiento para suelos granulares y cohesivos (Gazeta, 1992 e Ishihara, 1996).

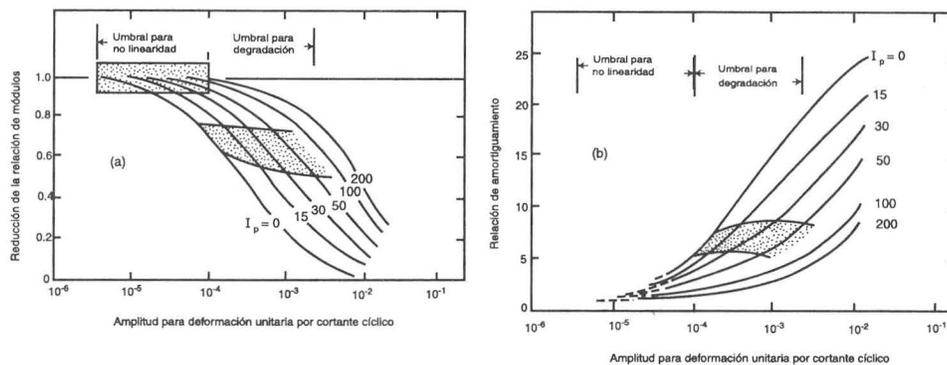


Figura 15.5 Curvas de degradación y de amortiguamiento en suelos cohesivos (Ishihara, 1996).

Las curvas de degradación y de amortiguamiento han sido determinadas principalmente en el laboratorio y es benéfico verificarlas en el campo. Romo y Villarraga (1988) han llevado a cabo un estudio exhaustivo para definir estas curvas con base en los registros obtenidos en las presas El Infiernillo y La Villita durante los sismos reales. Estos estudios concluyen que si bien las curvas de degradación en el prototipo son similares a las registradas en la figura 15.4, las de amortiguamiento difieren considerablemente. En la figura 15.6 se muestran los datos obtenidos en el campo. Las curvas de amortiguamientos comúnmente usadas subestiman los valores de amortiguamiento en el rango de deformaciones pequeñas. Esto probablemente se debe a diferentes mecanismos de amortiguamiento que se observan exclusivamente en el campo: cimentación, embalse, interfaz cortina-cimentación, etcétera.

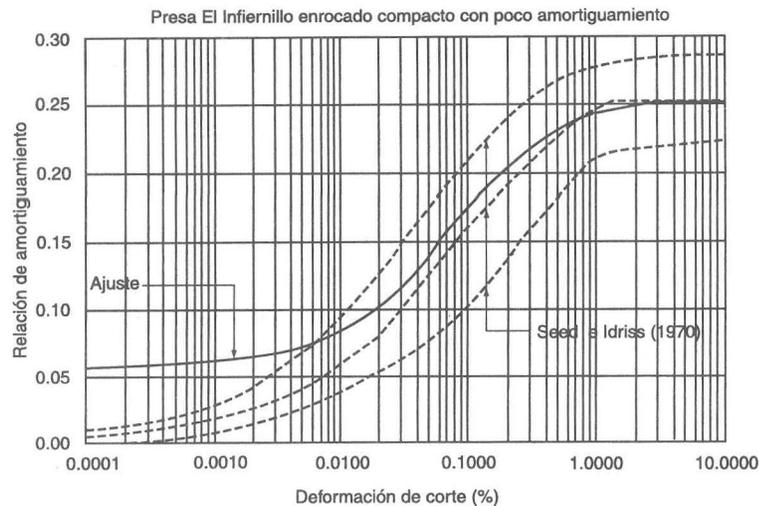


Figura 15.6 Curva de amortiguamiento en la presa El Infiernillo (Romo y Villarraga, 1988).

### 15.4.3 Resistencia al corte dinámica

**Suelos cohesivos.** Como la rapidez de cargas cíclicas es tan alta que no permite la disipación de los excesos en presión de poro, los suelos experimentan grandes deformaciones cíclicas. Estas deformaciones cortantes pueden ser tan grandes que el suelo alcanza aparentemente al estado de falla. El esfuerzo cíclico causante de la falla se considera como resistencia cíclica, que es una función del número de ciclos de carga y del nivel de esfuerzo cortante inicial con respecto a la resistencia estática.

Cuando el esfuerzo cortante inicial es igual a la resistencia estática, el suelo no puede resistir ninguna carga dinámica adicional y la falla ocurre inmediatamente. En la fig. 15.7 se muestran estas tendencias. Los datos experimentales mostrados son recopilados del trabajo de Seed y Chan (1966), quienes hicieron pruebas en arcillas limosas saturadas de Vicksburg; la interpretación gráfica se debe a Ishihara y Yasuda (1980). La ordenada es la resistencia cíclica normalizada con respecto a la resistencia estática; la abscisa es el cociente entre el esfuerzo cortante inicial y la resistencia estática. Conforme disminuye el esfuerzo cortante inicial, la resistencia dinámica aumenta. Este aumento es considerable cuando los ciclos de carga son pocos. Cuando el número de ciclos rebasa 50, la resistencia cíclica se disminuye con la reducción del esfuerzo cortante inicial.

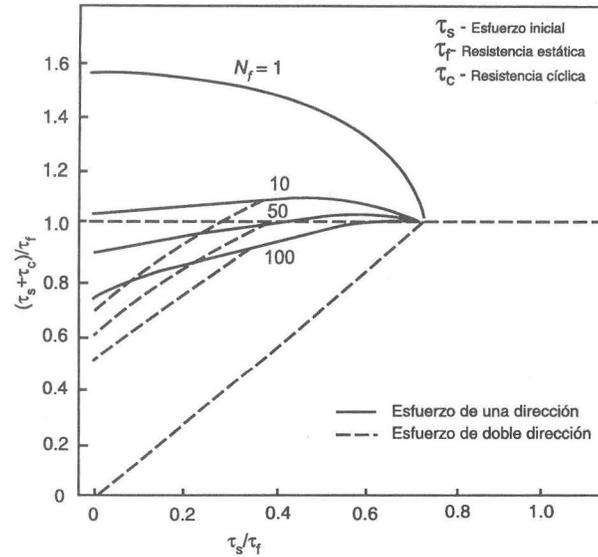


Figura 15.7 Relación entre resistencias cíclica y estática y esfuerzo cortante inicial en arcillas.

El número de ciclos de carga en un sismo está relacionado fundamentalmente con la magnitud del sismo. Para magnitudes menores a 7.5 en la escala Richter, el número de ciclos equivalentes no rebasa 15; para una magnitud de 8.5, se pueden alcanzar 25 ciclos. De acuerdo con estos datos y para el suelo ensayado cuyos resultados se muestran en la figura 15.7, se puede confirmar que la resistencia cíclica para este suelo en particular es prácticamente igual a la resistencia estática; esto es, los valores de la resistencia al corte determinados en condiciones estáticas se mantienen invariables durante sismos. Muchos suelos cohesivos exhiben este comportamiento.

**Suelos granulares.** En arenas saturadas, la resistencia al corte cíclica es usualmente menor que la estática. El comportamiento de los suelos granulares está relacionado indudablemente con el fenómeno de licuación. La licuación se manifiesta en dos modos: licuación por flujo y licuación limitada o movilidad cíclica (figura 15.8). Por la licuación por flujo, el suelo tiende a tener una resistencia a grandes deformaciones, que se llama resistencia residual o resistencia del estado estable. El suelo sufre colapsos si el esfuerzo cortante estático es mayor que la resistencia residual. Dicha resistencia puede determinarse en el laboratorio o en campo. En la figura 15.9 se muestra una carta que relaciona la resistencia del estado estable con el número de golpes en la prueba de penetración estándar.

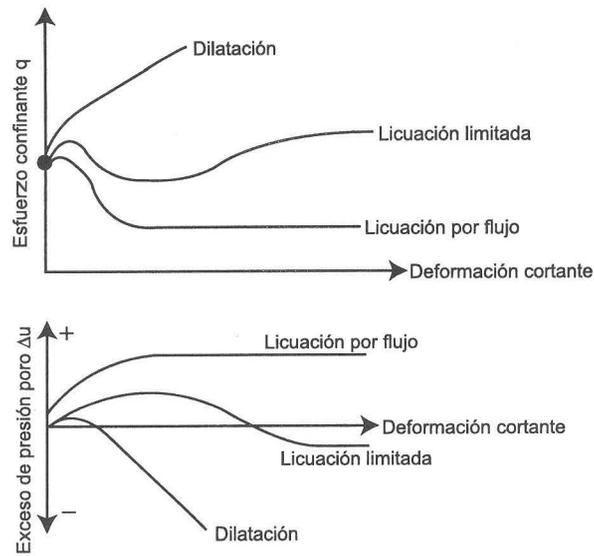


Figura 15.8 Diferentes comportamientos de esfuerzo-deformación-presión de poro.

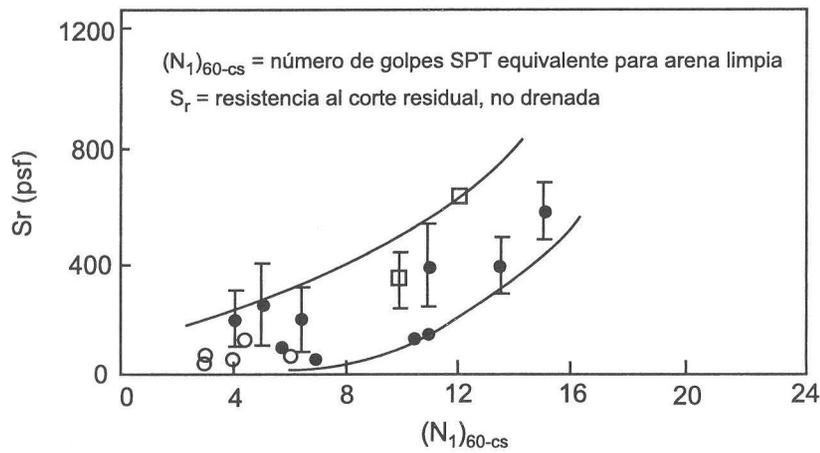


Figura 15.9 Resistencia del estado estable como función del número de golpes (Seed y Harder, 1990).

Cuando los suelos experimentan la licuación limitada su resistencia al corte es una función del nivel de deformación cortante acumulada. Las pruebas para estos suelos se llevan a cabo de la siguiente manera: se preparan muestras de suelo, sean compactadas en el laboratorio o recuperadas de los muestreadores en el estado inalterado, se consolidan las muestras bajo las condiciones de esfuerzo inicial a que el elemento de suelo estará sujeto en el campo; éstas condiciones en general no son isotrópicas. Las muestras de suelo deben estar totalmente saturadas, se aplican entonces cargas cíclicas durante las cuales se miden la generación de exceso en presión de poro y el desarrollo de la deformación. Además del nivel de deformación, la resistencia al corte depende de varios otros factores: esfuerzo normal efectivo en el plano de falla, nivel de presión de poro, número de ciclos de carga y anisotropía del estado de esfuerzo estático.

Típicamente la resistencia se expresa en términos del esfuerzo cortante cíclico requerido para causar un determinado nivel de deformación o exceso en presión de poro dentro de un determinado número de ciclos. Por ejemplo, la figura 15.10 (Idriss y Duncan, 1988) ilustra las resistencias correspondientes a una deformación de 5% en 30 ciclos. Nótese también la influencia de la anisotropía de esfuerzos, tomando en cuenta que el estado de esfuerzo es isotrópico cuando  $K_c = 1$ . La resistencia cíclica también puede determinarse en el campo por medio de pruebas de penetración estándar, de cono, entre otras (figura 15.11, Seed e Idriss, 1982). Estas curvas tienen que modificarse de acuerdo con las condiciones del subsuelo y entorno entre ellas, el contenido de finos, cociente de esfuerzo y esfuerzo confinante. Los detalles pueden consultarse en CNA (2000) y Youd *et al.* (2001).

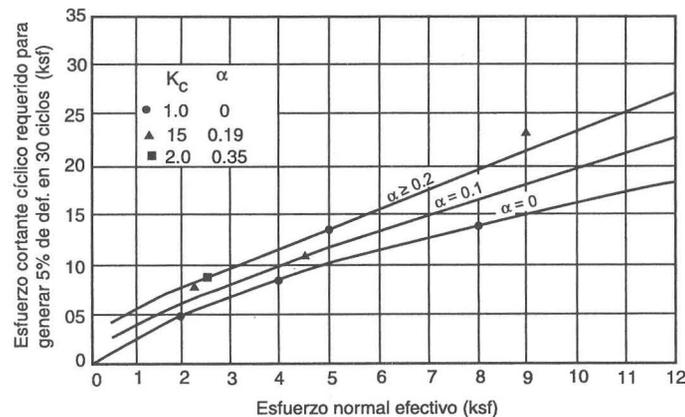


Figura 15.10 Resistencia al corte de suelos granulares en pruebas triaxiales cíclicas (Idriss y Duncan, 1988).

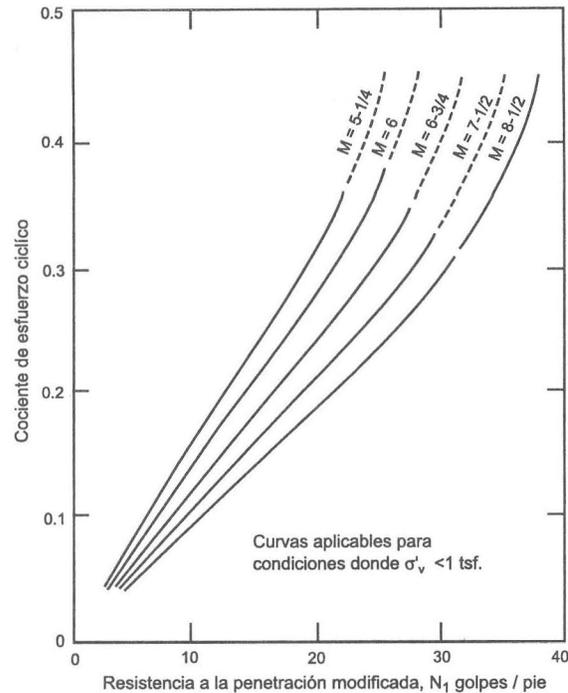


Figura 15.11 Resistencia al corte de suelos granulares determinada en pruebas de penetración estándar (Seed e Idriss, 1982).

#### 15.4.4 Compactación dinámica

Los sismos sacuden los materiales térreos provocando el reacomodo de sus partículas hacia una posición más estable y generando en consecuencia una reducción de volumen. En arenas saturadas, aun cuando los suelos tienen bajo potencial de licuación, se genera un exceso en presión de poro cuya disipación se traduce en una deformación volumétrica. Esta se puede estimar de acuerdo con la carta presentada por Tokimatsu y Seed (1987). La deformación está asociada con la relación entre los cocientes de esfuerzos: uno relacionado a la condición de licuación y el otro con el estado actual de esfuerzos. Cuando esta relación, marcada en la abscisa de la figura, tiende a alcanzar al valor uno, el suelo tiene posibilidad de presentar la licuación y la deformación volumétrica es muy grande. En cambio, para un suelo no licuable es posible estimar la deformación volumétrica correspondiente.

## 15.5 Análisis dinámico

### 15.5.1 Condición inicial

Cualquier análisis dinámico tiene que partir de un análisis estático, el cual tiene que representar de manera fidedigna el estado de comportamiento que guarda la cortina antes de la ocurrencia de sismo. La complejidad del análisis radica en que tiene que estudiar el comportamiento de cortina en diferentes etapas de vida de la cortina. El análisis estático tiene que contemplar los siguientes cuatro escenarios:

- Construcción.
- Primer llenado.
- Vaciado rápido.
- Flujo establecido.

En el análisis se deben considerar propiedades no lineales del suelo, secuencias de construcción por etapas, fuerzas de filtración y otras condiciones realistas del sitio. Los resultados del análisis deben indicar distribución de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos, localizar zonas de plastificación y agrietamiento, y determinar la estabilidad global y local de la cortina. Un análisis tan completo debe llevarse a cabo por medio de un estudio numérico refinado. Detalles de estos análisis se presentan en el capítulo 14 “Análisis de esfuerzo y deformación”.

Los objetivos del análisis para estudios dinámicos son más específicos. Por lo general se plantea determinar: 1) los componentes de esfuerzos principales antes del sismo a fin de definir las rigideces dinámicas iniciales de la cortina; 2) la superficie superior de corriente para que se incluyan las fuerzas de filtración en el análisis de estabilidad, 3) la distribución de esfuerzos cortantes que sirve para evaluar el potencial de licuación.

### 15.5.2 Amplificación dinámica

**Método lineal equivalente.** El comportamiento sísmico de los materiales téreos es complejo y difícil de describirse en un modelo constitutivo generalizado. Entre varios aspectos de este complejo comportamiento, el más destacado es el fenómeno histerético que se manifiesta en la relación esfuerzo cortante-deformación cortante bajo condiciones

de carga cíclica. Para muchos casos prácticos, el comportamiento del suelo todavía puede idealizarse mediante las siguientes simplificaciones:

- La carga cíclica es simétrica, o bien la magnitud máxima de la carga en ambas direcciones es la misma, característica típica de una excitación sísmica.
- No se presentan deformaciones residuales tanto cortantes como volumétricas.
- El efecto de endurecimiento cíclico es insignificante; esto es el área cerrada de la curva esfuerzo-deformación no se disminuye cuando el número de ciclos de carga se incrementa.
- No se presentan problemas relacionados con la presencia del agua.

Si estas hipótesis son aceptadas, el comportamiento histerético del suelo puede ser representado con suficiente aproximación por un modelo viscoelástico, el cual está definido por dos parámetros: el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento histerético. Sin embargo, los resultados experimentales también confirman que estos dos parámetros no son constantes sino varían con el nivel de deformación cortante. Para cualquier nivel de deformación es posible estimar valores equivalentes del módulo ( $G$ ) y del coeficiente de amortiguamiento ( $\lambda$ ); el primero a partir de la pendiente del eje mayor del ciclo histerético y el segundo con base en el área del ciclo.

En un análisis dinámico que utiliza el método lineal equivalente se seleccionan los valores iniciales del módulo y del coeficiente de amortiguamiento considerando un nivel de deformación cortante pequeño (por ejemplo,  $10^{-4}$  por ciento), o un nivel de deformación para las cargas sísmicas anticipadas. Después se lleva a cabo un análisis elástico lineal en el dominio de la frecuencia mediante la respuesta compleja o en el dominio del tiempo por medio de la integración paso a paso. Se calcula la deformación cortante equivalente en cada punto de la cortina; se asignan nuevos valores del módulo de rigidez y del coeficiente de amortiguamiento para que sean compatibles con la deformación calculada; se usan estos nuevos valores en una segunda iteración. Este proceso se repite hasta que el módulo y el amortiguamiento ya no cambian dentro de un rango de tolerancia. La respuesta dinámica determinada en la última iteración se considera una aproximación razonable a la respuesta no lineal que finalmente se espera a registrar en la cortina.

El método lineal equivalente es un análisis puramente elástico aunque las propiedades de los materiales son compatibles con el nivel de las deformaciones cortantes. En consecuencia, las deformaciones permanentes no se pueden estimar con este procedimiento. Por esta razón, las deformaciones obtenidas a partir de tal análisis no son las que realmente se presentan en el campo, sino valores equivalentes que se

pueden esperar de un ensayo de laboratorio bajo una carga dinámica similar; no obstante, las aceleraciones y por consiguiente los esfuerzos calculados se aproximan bastante bien a los que se exhiben realmente en la estructura. Comparaciones entre los resultados del análisis lineal equivalente, del no lineal riguroso y las observaciones del campo han indicado una buena aproximación del primero para excitaciones sísmicas no muy fuertes y en suelos estables en que no se presenta un incremento apreciable en presión de poro.

Mediante el análisis dinámico se pueden evaluar una serie de efectos o parámetros dinámicos de la cortina, con los cuales se puede hacer una evaluación del desempeño de la misma. A continuación se presentan los efectos que generalmente se evalúan en el análisis dinámico.

**Periodo fundamental de vibración.** El periodo fundamental de vibración indica qué tan flexible es la estructura de la cortina ante una excitación sísmica; dicho periodo depende de la rigidez y la geometría de la cortina. Las cortinas altas y/o de materiales compresibles tienen largos periodos de vibración. Cuando estos periodos de vibración coinciden con los de los sismos de excitación, ocurre el fenómeno de resonancia por el cual el movimiento de la cortina resulta muy fuerte. Como la rigidez de los materiales terrosos no es constante: son más flexibles cuando la excitación es mayor. En este sentido, las condiciones para que se presente la resonancia también varían con el nivel de excitación. El periodo fundamental de vibración se puede estimar suponiendo que la cortina es alargada en el sentido del eje de la cortina y el movimiento de la cortina es estrictamente horizontal en el sentido del eje del río. La vibración así supuesta se asemeja a una viga cortante. El método de análisis simplificado presentado en la sección 15.6.1 “Amplificación dinámica” detalla las fórmulas para el cálculo del periodo fundamental de vibración en una viga cortante.

Sin embargo, las cortinas son estructuras tridimensionales en que la longitud de la cortina y la forma de la boquilla influyen en su comportamiento. En la figura 15.12 se ilustra el cociente entre el periodo fundamental para el caso tridimensional  $(T_1)_{3-D}$  y aquel calculado suponiendo una estructura bidimensional  $(T_1)_{2-D}$ . Este cociente se expresa en función de la longitud  $L$  con respecto a la altura de la cortina  $H$  y las formas de la boquilla. Para boquillas angostas, el periodo fundamental se disminuye.

**Amplificación.** La amplificación dinámica de la cortina se mide por la relación entre la aceleración máxima generada en la corona y la de la base. La amplificación depende, por un lado, del efecto de la resonancia y, por el otro, del amortiguamiento. Cuando el periodo de vibración es más cercano al del sismo, será mayor la amplificación, misma

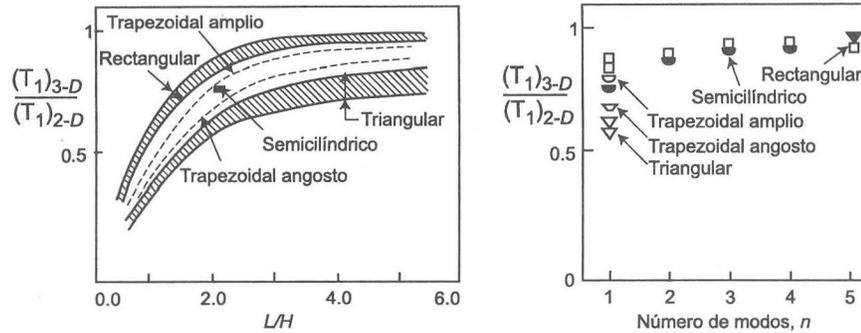


Figura 15.12 Periodo fundamental de vibración para cortinas (Gazeta, 1987).

que disminuye con el aumento de amortiguamiento. El amortiguamiento tampoco es constante: es mayor cuando la excitación sísmica es más alta. Estos efectos se redondean en una ley no lineal de amplificación como la ilustrada en la figura 15.13. Cuando la aceleración máxima del terreno (PGA) es de 0.1 g, el factor de amplificación alcanza valores altos hasta 3.5. Conforme se aumenta la PGA, el factor de amplificación tiende a aproximarse a 1, significando que no hay amplificación. Este fenómeno ofrece grandes ventajas para el comportamiento de las presas de tierra y enrocamiento ante sismos severos, ya que no se esperan esfuerzos dinámicos excesivamente altos.

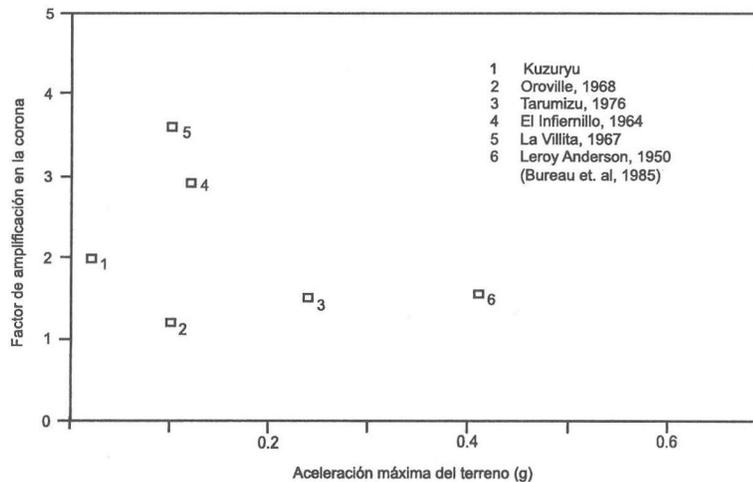


Figura 15.13 Relación entre el factor de amplificación y la aceleración máxima del terreno.

**Nivel de deformación.** Las deformaciones cortantes son un indicio importante de la magnitud del daño que se puede acumular en la cortina: una mayor deformación implica un mayor nivel de daños estructurales. Los niveles de deformación también son importantes para la determinación de parámetros de los suelos para una evaluación del comportamiento posterior al sismo. La figura 15.14 ilustra la distribución de deformaciones cortantes máximas en la presa El Infiernillo cuando está sujeta al sismo del 14 de marzo de 1979 (Romo y Villarraga, 1989).

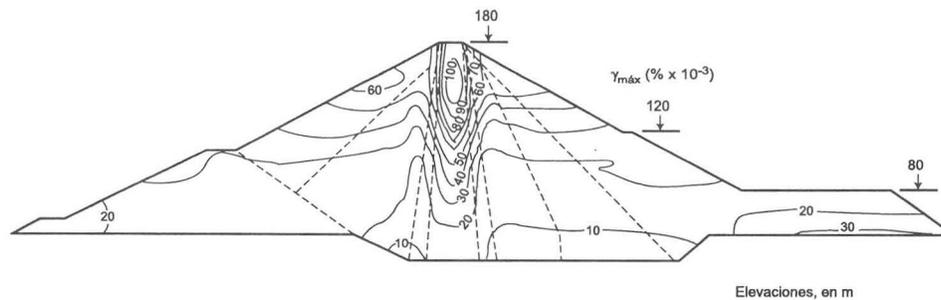


Figura 15.14 Distribución de deformaciones cortantes máximas de El Infiernillo, sismo de marzo 14, 1979 (Romo y Villarraga, 1988).

**Distribución de aceleraciones.** Una evaluación más acertada del desempeño de la cortina incluye no solamente la estimación de la aceleración en la corona sino su distribución dentro del cuerpo de la cortina. Dependiendo de la zonificación, las aceleraciones se distribuyen dentro de la cortina de diferentes maneras. En las cortinas de enrocamiento con cara de concreto, su alta rigidez implica una concentración de aceleraciones cerca de la corona. En las cortinas de materiales graduados, en cambio, las altas aceleraciones se localizan en algunas zonas dentro del cuerpo. La Fig. 15.15 muestra la distribución de aceleraciones máximas en una cortina de enrocamiento con cara de concreto, determinada en análisis realizado por Seed *et al.* (1985). Se aprecia una fuerte amplificación sólo en la corona.

**Aceleración vertical y horizontal.** Los análisis dinámicos también pueden considerar al mismo tiempo las aceleraciones en dos direcciones: horizontal y vertical. Esta consideración es importante en sitios de emplazamiento cercanos a la fuente sísmica. Existe la interferencia entre diferentes modos de vibración: longitudinal en ambos sentidos

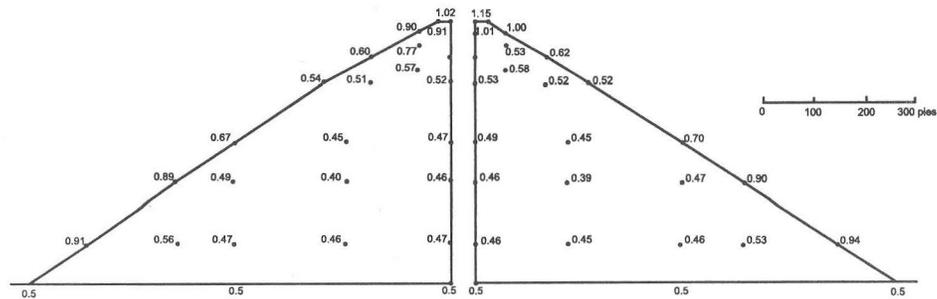


Figura 15.15 Aceleraciones máximas en una cortina de enrocamiento con cara de concreto (Seed, *et al.*, 1985).

y cortante, aunada por la compleja geometría de las fronteras de la cortina incluyendo los taludes, terreno de cimentación y las laderas. El simple modelo de viga cortante, que considera solamente la excitación horizontal resulta muchas veces demasiado idealista. Los modelos de análisis bidimensional o tridimensional reportan resultados más realistas en cuanto a las aceleraciones y deformaciones.

### 15.5.3 Evaluación de daños sísmicos

Los daños sísmicos que pueden sufrir las cortinas son múltiples: agrietamiento, asentamiento, deformación o deslizamiento. Las causas de estos daños provienen de las fuerzas dinámicas inducidas y el cambio en las características de los materiales térreos durante el sismo. Las fuerzas sísmicas se evalúan mediante un análisis dinámico como lo descrito en la sección 15.5.2, "Amplificación dinámica". En el laboratorio o usando algunas correlaciones empíricas es posible evaluar el cambio en las características de los materiales. Con base en estos datos, es posible realizar una evaluación cuantitativa de los daños, tales como inestabilidad y deformación.

**Modificación de las características de los materiales.** Con la utilización de los resultados obtenidos del análisis dinámico se pueden programar pruebas triaxiales dinámicas, a fin de determinar las resistencias al corte dinámicas. Se requiere conocer el nivel de deformación, así como el número de ciclos de vibración. Las muestras de suelo deben prepararse de acuerdo con las condiciones de campo: densidad, grado de

saturación y condiciones de esfuerzos, especialmente la anisotropía de esfuerzos iniciales. Las pruebas se realizan bajo la condición no drenada, simulando una carga rápida que no permite alguna disipación de exceso en presión de poro. Siguiendo estos procedimientos es posible determinar el potencial de licuación de los suelos. Los suelos que llegan a licuarse durante las pruebas, tendrán resistencias al corte desde muy pequeñas hasta nulas; los suelos no licuables pueden tener resistencias menores o mayores que las estáticas.

**Estabilidad después del sismo.** Se evalúa en este caso el factor de seguridad de los taludes después del sismo. Se utilizan los parámetros determinados en las pruebas triaxiales dinámicas pero el análisis se realiza sin considerar fuerzas dinámicas. Cuando el factor de seguridad es menor que uno, el talud falla después del sismo. Los taludes cuyos factores de seguridad son mayores a uno, no fallan por inestabilidad pero pueden acumular grandes deformaciones durante el sismo, las cuales deben analizarse por separado. De acuerdo con la geometría de la superficie de falla es posible trazar la porción remanente de la cortina después del deslizamiento y, por consiguiente, proporcionar una estimación de la pérdida de bordo libre en el caso de que falle la cortina.

**Deformación acumulada.** Las deformaciones acumuladas generalmente se evalúan utilizando el método de Newmark (1965). Según el método de Newmark, las fallas de un talud bajo cargas estáticas y dinámicas son distintas (figura 15.16). Como las cargas dinámicas son de naturaleza cíclica, aunque en un instante los esfuerzos cortantes inducidos a lo largo de la superficie de falla rebasan la resistencia al corte, la falla del material no se traduce en un movimiento repentino y no controlado, sino simplemente en la acumulación de deslizamientos no recuperables porque el rápido cambio del sentido de las cargas sísmicas impide que la superficie de falla se movilice como en el caso estático. Si el talud se idealiza como un bloque rígido que se desliza sobre una base igualmente rígida, su deslizamiento es posible solamente cuando la aceleración sísmica excede a una aceleración que se conoce como de fluencia o crítica. Esta última es función de las características de la seguridad del talud que depende de la pendiente del talud y la resistencia al corte del material. La acumulación de deslizamientos del talud pueden obtenerse por una simple doble integración de aceleraciones excedentes a la crítica (figura 15.17).

Los estudios experimentales han demostrado que el enfoque de Newmark es satisfactorio siempre y cuando la deformación del talud sea producto de los desplazamientos ocurridos a lo largo de planos de falla bien definidos. En presas de

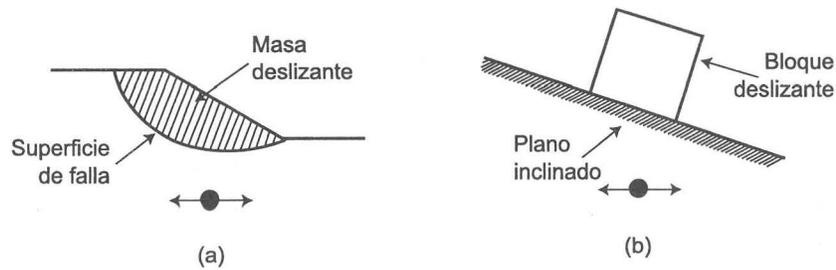


Figura 15.16 Conceptos del método de Newmark: a) deslizamiento potencial y b) bloque sobre plano inclinado.

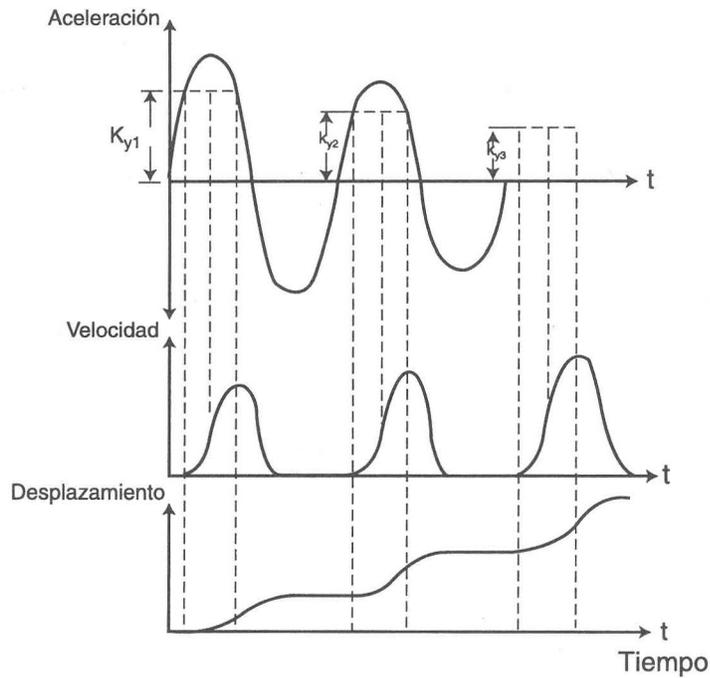


Figura 15.17 Integración doble de acelerogramas.

tierra y enrocamiento, las cargas sísmicas generan, además de planos de falla bien definidos, cambio volumétrico o compactación dinámica en la parte superior del cuerpo de la cortina, cantidad que no se puede calcular con el método de Newmark. A pesar

de este defecto, las experiencias adquiridas en el uso del método sugieren que la estimación de deformaciones permanentes puede considerarse adecuada si los sismos de diseño son severos. Recientes estudios (Kramer y Smith, 1997) han mostrado que la flexibilidad del cuerpo deslizante también tiene influencia en el deslizamiento acumulado.

La base de la determinación de la aceleración de fluencia es el análisis de estabilidad de talud. Igual que en el análisis de estabilidad después del sismo, se utilizan los parámetros de suelo determinados en pruebas triaxiales dinámicas, pero ahora en el análisis de talud sí se considera una fuerza sísmica horizontal, la cual se expresa como una proporción de la fuerza de gravedad que produce el peso propio de la cortina; dicha proporción se conoce por coeficiente sísmico. La aceleración de fluencia corresponde a un coeficiente sísmico por el cual el factor de seguridad del talud sea igual a uno, o sea que el talud está en un estado de falla incipiente.

#### ***15.5.4 Simulación numérica***

El análisis descrito hasta ahora está dividido en tres pasos: condición inicial, amplificación análisis y evaluación de daños sísmicos. Las tres evaluaciones utilizan diferentes tipos de análisis sin pretender trazar una historia completa del comportamiento de la cortina. Este tipo de análisis, llamado a veces de varias etapas, es económico, fácil de entender y flexible para incorporar algunas hipótesis adicionales, o bien eliminar algunas consideraciones no necesarias. Por ejemplo, para una cortina de enrocamiento con cara de concreto en que se anticipa un bajo potencial de licuación en los materiales, se puede omitir el análisis de estabilidad después del sismo.

La desventaja es que el análisis todavía no toma en cuenta muchos factores importantes que inciden en el comportamiento de la cortina. Por ejemplo, durante el sismo, las causas de la disipación de energía pueden ser, además del comportamiento histéretico del material, flujos elastoplásticos o cambio de volumen. Debido al complejo mecanismo de generación, difusión y disipación, la presión de poro generada durante el sismo se redistribuye no solamente en el espacio sino en la escala de tiempo. Se han observado que las fallas de las cortinas debido a la licuación, por lo general, ocurren cierto lapso de tiempo después de finalizado el sismo. La compactación dinámica provoca la deformación global de las cortinas, particularmente aquellas constituidas por materiales no suficientemente compactados, aspecto que no se puede evaluar adecuadamente en el análisis de Newmark.

Surgen entonces mejoras en los análisis dinámicos que han sido desarrolladas aprovechando el poder de cálculo de las computadoras. Estas mejoras se conocen como simulación numérica porque el análisis sigue toda la historia del sismo, desde el inicio hasta mucho después de terminado el evento sísmico. Se puede obtener una buena cantidad de información: desplazamiento, velocidad, aceleración, presión de poro, esfuerzo y deformación, todos ellos en cualquier punto de la cortina y en cualquier instante. Se puede, también, incluir aspectos tales como saturación, no saturación, consolidación, elastoplasticidad y viscoplasticidad, entre otros.

Hasta la fecha se han desarrollado varias técnicas de simulación numérica, las más destacadas son Zienkiewicz (Zienkiewicz y Xie, 1991), Yanagisawa (1990), Dungar (1988), Finn (1990) y Prevost (1981). La desventaja de estos modelos es el costo de la implementación y análisis, así como la realización obligada de pruebas dinámicas especiales. Es de esperarse que conforme se acumulan más experiencias en su uso, estos modelos van a ser igualmente populares para el diseño. A continuación se mencionan algunos efectos que pueden ser estudiados con los modelos de simulación numérica.

**Estado trifásico de los suelos.** Como los materiales térreos que se utilizan en la construcción de presas son compactados, su composición típica es de tres fases: sólido, agua y aire. La característica trifásica influye en el comportamiento estático y dinámico de la cortina. Durante la construcción se genera el exceso en presión de poro en el corazón impermeable, el cual se disipa con bastante lentitud. Durante el llenado, se establece un flujo transitorio por el cual la cortina se satura paulatinamente, desde la cara aguas arriba hacia el talud aguas abajo. Los materiales localizados arriba y abajo de la superficie superior de corriente son no saturados y saturados, respectivamente. La saturación puede producir el colapso de los materiales y se generan deformaciones significativas y agrietamientos.

Bajo la excitación sísmica, se generan excesos en presión de poro en todos los materiales: granulares y cohesivos; en los primeros se pueden presentar fenómenos de licuación o compactación dinámica. La disipación de presiones de poro dinámicas es un proceso complejo. Se ha reportado que las cortinas fallan por la licuación pero no durante el sismo sino instantes después de finalizado el sismo. Se desarrolla una distribución de presión de poro, la cual depende de las permeabilidades de los materiales y condiciones de drenaje.

Un modelo trifásico es capaz de considerar estos factores de manera consistente. El fenómeno es referido como consolidación dinámica y el modelo está basado en la teoría de Biot, que generaliza la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi a los casos bi y tridimensionales, y también es válida para condiciones dinámicas.

**Modelo elastoplástico.** Aun para bajos niveles de carga, los materiales térreos desarrollan deformaciones plásticas que no son recuperables después de la descarga. El comportamiento de los materiales no depende solamente del nivel de esfuerzo sino de su trayectoria. Las trayectorias de esfuerzo varían durante la construcción, llenado o sismo por lo que los módulos de rigidez y resistencias al corte son distintos en diferentes etapas de carga aun para un solo material. A diferencia del concreto o acero, los materiales térreos también tienen una característica peculiar en que la presión de confinamiento a que está sujeto el material influye de manera determinante en su comportamiento. A fin de incluir estos aspectos, se han desarrollado modelos elastoplásticos dinámicos. Como las arcillas y las arenas tienen características peculiares propias, los modelos han sido desarrollados por separado para cada tipo de material, aunque recientemente hay la tendencia de establecer modelos unificados.

**Compactación dinámica y licuación.** La compactación dinámica se refiere a que el acomodo de partículas de suelo bajo cargas dinámicas se traduce en una reducción de volumen. Cuando el suelo está totalmente saturado, la tendencia hacia la compactación dinámica en el suelo hace que se genere el exceso en presión de poro y el material pierde parcial o totalmente su resistencia al corte, exhibiendo el fenómeno de licuación. La compactación dinámica y licuación tienen, por lo tanto el mismo origen y son manifestaciones distintas dependiendo de las condiciones de saturación y drenaje. Las cargas sísmicas producen esfuerzos cortantes en el suelo; si este es elástico lineal, la carga cortante no debe generar cambio de volumen alguno. Como el suelo no es un material que cumple tal hipótesis, la carga cortante genera cambios de volumen. Los suelos sueltos sufren reducción de volumen y los suelos compactos experimentan el aumento. Los fenómenos de compactación dinámica o licuación se presentan en los primeros.

### 15.5.5 Análisis de la presa San Fernando Bajo

**Historia y daños.** La presa San Fernando Bajo está localizada en el valle del mismo nombre unos 80 km al norte de la ciudad de Los Ángeles, California, EUA. Se construyó de 1915 a 1925 usando la técnica constructiva de relleno hidráulico. La cortina tiene una longitud de 630 m y una altura de 43 m en su sección máxima. La capacidad del embalse es de 25 millones metros cúbicos.

El terreno de cimentación es de aluvión recién depositado, consistente en arcillas firmes con lentes de arena y grava (Seed *et al.*, 1975). El espesor máximo del aluvión

es de 35 pies (11 m) (ver figura 15.18). Se han construido tres trincheras de arcillas plásticas que se extienden hasta la roca basal. El cuerpo de la cortina se construyó usando rellenos hidráulicos de aluvión natural hasta la elevación El. 1,080 pies sobre el eje central de la cortina. Desde la base hasta esta altura se dispone un amplio corazón impermeable. A continuación se usó también el relleno hidráulico, que es producto de excavaciones en uno de los márgenes, hasta El. 1,097 sobre el eje central y extendido en todo el ancho de la cortina. La última tercera parte de la cortina, hasta El. 1,145, es de relleno compactado. Los taludes aguas arriba y abajo son de 2.5:1. Sobre el pie del talud aguas abajo se había añadido una banqueta de material compactado con una berma de 20 pies (6 m) y un talud de 4.5:1. La presa había sido operada por muchos años con su capacidad máxima que alcanzaba la elevación El. 1,134.6. Sin embargo, en 1966, después de varios estudios y revisiones de ingeniería, se decidió reducir el máximo nivel de operación del embalse hasta El. 1125. En el momento en que ocurrió el sismo en 1971 el nivel del agua se encontraba a la El. 1,109.4, marcado en la figura 15.18.

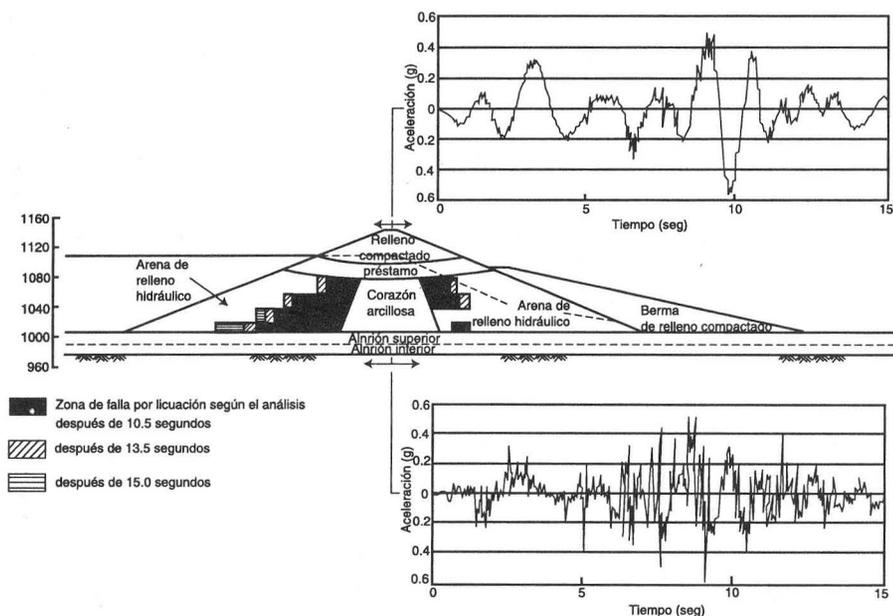


Figura 15.18 Análisis de respuesta de la presa San Fernando Bajo durante el sismo de 1971, mostrando las aceleraciones de base determinadas del registro de sismoscopio (Seed, *et al.*, 1975).

El sismo de San Fernando ocurrió al 9 de febrero de 1971 con una magnitud de 6.6 (6.7 según otros reportes) en la escala de Richter. La profundidad focal fue de 13 km. En cuanto al movimiento de terreno, este sismo es el más severo entre los que se han registrado en el estado de California. Uno de los registros de aceleración que especialmente llama la atención se obtuvo en el margen izquierdo de la presa Pacoma, una presa de arco localizada a 8 km al sur del epicentro y 4.8 km al este de la presa San Fernando Bajo. Los dos componentes horizontales alcanzaron la aceleración máxima de 1.15 g y el componente vertical llegó a 0.75 g. Estas altas aceleraciones se atribuyeron también a las condiciones topográficas particulares del sitio. En el sitio de la presa San Fernando Bajo, se obtuvieron dos registros de sismoscopio, uno en el margen izquierdo y el otro en la corona. Se ha reconstruido el acelerograma registrado en la base rocosa como el mostrado en la figura 15.18.

El sismo, con una duración de 15 segundos y aceleración máxima de 0.5 g, provocó consecuencias casi catastróficas a la presa. Una falla de deslizamiento abarcó todo el talud aguas arriba, la corona y buena parte del talud aguas abajo. La falla ocurrió unos 60 a 90 segundos después de iniciado el sismo. Los estudios posteriores a la falla con la ayuda de trincheras y sondeos permitieron reconstruir la sección fallada como se muestra en la fig. 15.19. Al momento del evento, el nivel del agua estaba a unos 11 m por debajo de la corona. La falla redujo el bordo libre hasta sólo 1.5 m. La pared vertical de suelo que se quedó remanente estaba en una posición sumamente precaria amenazando la región aguas abajo, intensamente poblada. Cualquier pequeña réplica hubiera provocado un desastre inimaginable. Inmediatamente se hizo la evacuación de unos 80 mil habitantes de la zona de extensión de 28 km<sup>2</sup>. Al mismo tiempo se decidió vaciar el embalse a una velocidad de 1.2 m/día, acción que duró cuatro días para que el nivel del embalse llegara a una posición segura.

Las condiciones de falla que sufrió la presa imposibilitan una rehabilitación total que aseguraría su estabilidad para futuros sismos. En 1975 y 1976 se decidió construir una nueva cortina, presa Los Ángeles, a unos 2 km aguas arriba de la presa San Fernando Bajo. El espacio comprendido entre ambas presas se queda sin agua que sirve como un parque público. Este sistema de doble presa, considerado como la medida defensiva extrema contra eventos sísmicos, permite que la zona aguas abajo esté entre las más seguras (Seed, 1980). La eficiencia del sistema ha sido demostrada durante el sismo Northridge en 1994, que tiene una intensidad similar a la de 1971. La presa Los Ángeles, diseñada con los criterios más actualizados de ingeniería sísmica, resistió el evento sin sobresaltos mientras la presa San Fernando Bajo registró otra vez daños considerables.

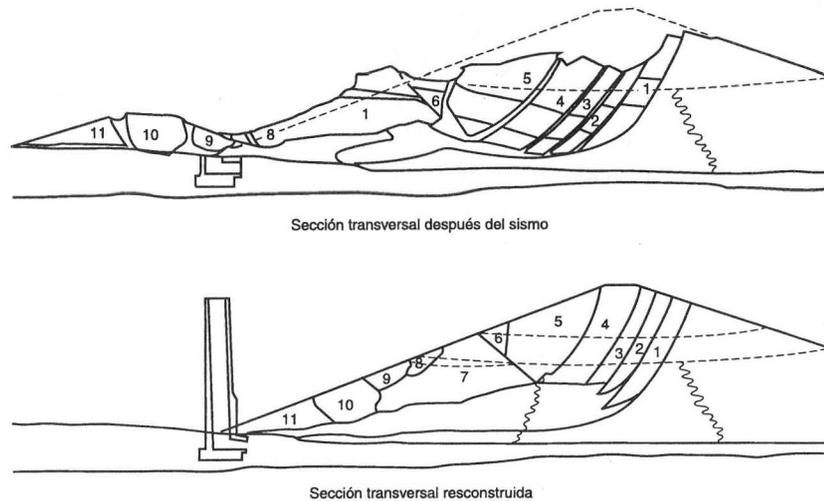


Figura 15.19 Falla y reconstrucción de las condiciones originales de la presa San Fernando Bajo (Seed, *et al.*, 1975).

**Análisis.** En 1966, la estabilidad sísmica de la presa San Fernando Bajo fue revisada por medio del análisis de estabilidad pseudoestática, utilizando un coeficiente sísmico de 0.15. Las resistencias al corte de los materiales se determinaron en pruebas de corte directo y de compresión triaxial empleando muestras inalteradas. Los resultados de las pruebas fueron interpretados conservadoramente. Se revisó el efecto combinado por el sismo y un vaciado rápido parcial desde El. 1,125 hasta 1,110. Los cálculos dieron como resultado un factor de seguridad de 1.05. Si sólo se considera el efecto sísmico, el factor de seguridad resulta ser 1.5. Con base en estos resultados se concluyó que la presa es segura contra cualquier movimiento sísmico anticipado si el nivel del agua no excede a la El. 1,125, razón por la cual se limitó el nivel de agua de operación.

Los daños causados por el sismo de 1971 muestran que la filosofía de diseño anterior no es adecuada para garantizar la seguridad sísmica de estas presas. Los estudios posteriores al sismo indican que el deslizamiento se debe al fenómeno de licuación que se presentó en el relleno hidráulico cerca de la base de la cortina. La generación del exceso en presión de poro hace que el suelo pierda casi en su totalidad la resistencia al corte (Seed, *et al.*, 1975). El relleno hidráulico, como producto del proceso constructivo, consiste en capas estratificadas de arenas gruesas a finas y arcillas. La densidad relativa varía entre 40 y 70% con un valor promedio de 51 a 58%. Estos suelos no presentan

características anormales si se ensayan en pruebas de laboratorio convencionales. Sin embargo, las pruebas cíclicas que simulan el proceso de carga sísmica ponen en evidencia sus peculiares propiedades de susceptibilidad a la licuación.

El análisis dinámico se llevó a cabo de acuerdo con el procedimiento planteado en esta sección. El estudio de amplificación dinámica determinó la distribución de aceleraciones en todo el cuerpo de la cortina. En la figura 15.18 se ilustra el acelerograma calculado en la corona de la cortina. Por el efecto de licuación y la no linealidad del suelo, no se presentó prácticamente la amplificación de aceleración, hecho que se comprobó al comparar dos registros de sismoscopio obtenidos en el sitio. Con base en el cálculo de esfuerzos y deformaciones dinámicas, se pudieron realizar ensayos dinámicos en suelos inalterados definiendo las condiciones de licuación. Consecuentemente, se determinaron las zonas susceptibles a licuación (figura 15.18). Un nuevo análisis de estabilidad estática se llevó a cabo considerando que el suelo dentro de la zona de licuación tuviera una resistencia al corte nula (figura 15.20). Este análisis revela un factor de seguridad de apenas de 0.8 indicando que la falla del talud es inevitable para la intensidad de sismo que tuvo el sismo de 1971. El análisis de la presa San Fernando Bajo no solamente arrojó explicaciones convincentes sobre la causa de la falla, sino estableció el procedimiento de análisis dinámico que ha sido aceptado como estándar de diseño, vigente hasta la fecha, en muchas partes del mundo incluyendo México.

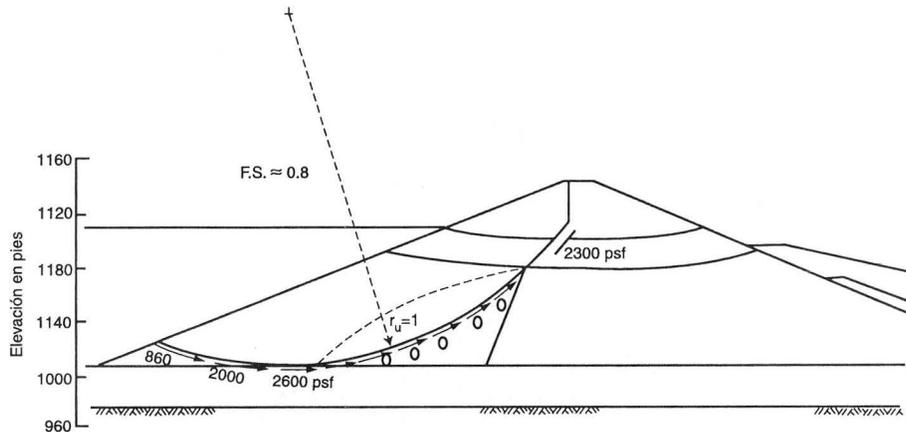
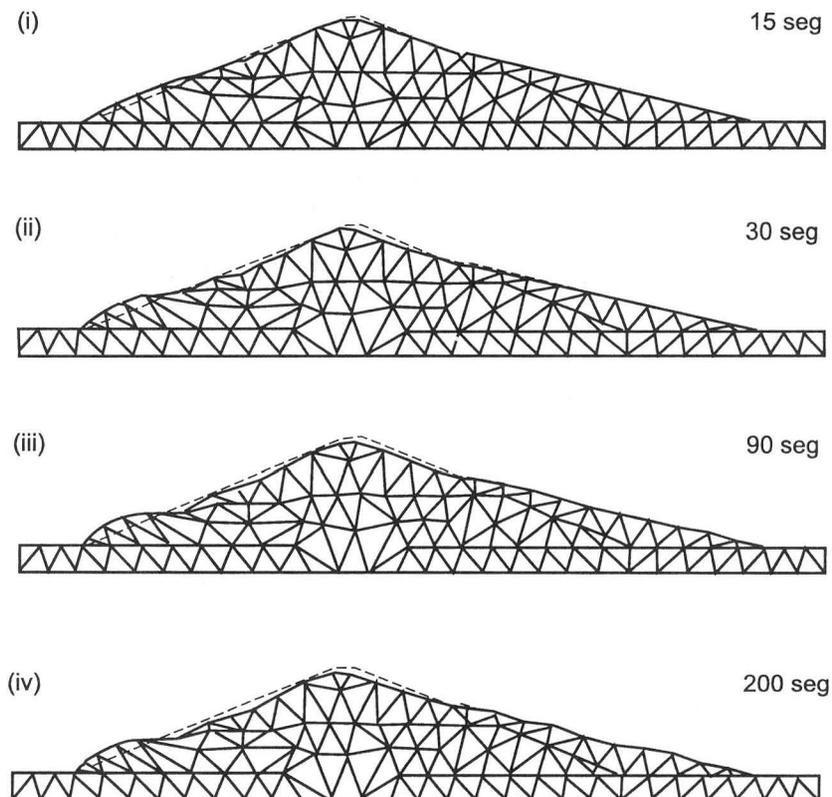
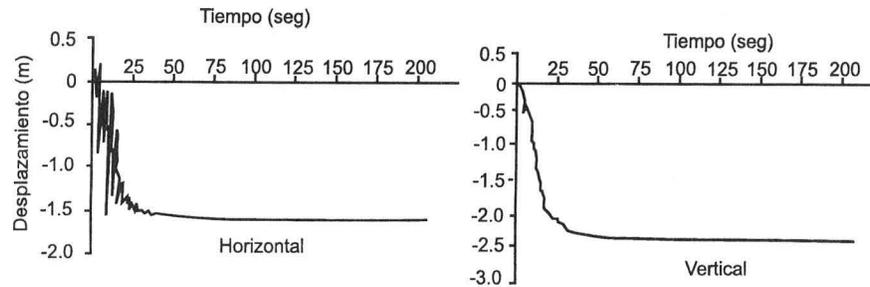


Figura 15.20 Estabilidad de la presa San Fernando Bajo en un pequeño periodo después de terminados los movimientos sísmicos (Seed, 1980).

Si bien el análisis realizado por Seed y sus colaboradores determina las condiciones de estabilidad, poco puede aportar en cuanto a la magnitud de deslizamiento, dato importante en la evaluación de la pérdida de borde libre. El método de Newmark es de poca utilidad para este fin debido a la inestabilidad del suelo durante el proceso de licuación. En este sentido, los métodos de simulación numérica proporcionan herramientas ventajosas pudiendo capturar deformaciones y desplazamientos. Zienkiewicz y Xie (1991) han hecho un análisis elastoplástico dinámico para la misma presa. En la figura 15.21 se muestra la secuencia de configuraciones deformadas de la cortina en los 15, 30, 90 y 200 segundos. La figura 15.22 ilustra las historias de desplazamiento horizontal y vertical en la corona.



Figuras 15.21 Configuraciones deformadas de la presa San Fernando Bajo en varios instantes  
i) 15 seg (final del sismo), ii) 30 seg, iii) 90 seg, iv) 200 seg (Zienkiewicz y Xie, 1991).



Figuras 15.22 Historia de desplazamientos horizontal y vertical en la corona de la presa San Fernando Bajo (Zienkiewicz y Xie, 1991).

## 15.6 Análisis simplificado

### 15.6.1 Estabilidad

Para la evaluación del estado límite de falla en el talud, se considera un coeficiente sísmico que es uniforme a lo largo de la altura de cortina. Tradicionalmente, este coeficiente toma un valor de 0.1 a 0.15. Los estudios en los últimos treinta años reconocen que estos valores son demasiado bajos para asegurar la estabilidad sísmica del talud. Este coeficiente también debe relacionarse con la intensidad de la excitación sísmica; para una mayor excitación se debe utilizar un mayor coeficiente. Aparentemente, si no se toma en cuenta la amplificación dinámica generada por la flexibilidad de la cortina, el coeficiente sísmico debe ser por lo menos igual a la aceleración horizontal máxima estimada en la base de la cortina, expresada ésta como una fracción de la aceleración de la gravedad. Sin embargo, debido a que la excitación sísmica es de naturaleza cíclica y de duración corta, dicho coeficiente se considera como un valor menor que la aceleración máxima basal. Los Cuerpos de Ingenieros de los Estados Unidos (Hynes-Griffin y Franklin, 1984) recomienda un coeficiente sísmico igual a la mitad de la aceleración máxima estimada en la roca basal. Por ejemplo, si la aceleración máxima en el terreno es de 0.6 g, el coeficiente sísmico será 0.3. Con el coeficiente sísmico así asignado, es posible asegurar que la deformación inducida por el sismo se encuentra dentro de los límites de tolerancia si el factor de seguridad es mayor que uno.

El análisis pseudoestático tiene dos objetivos. Primero, hacer una estimación preliminar sobre el comportamiento dinámico de la cortina. Los parámetros de los materiales

pueden ser los mismos que se determinan en las pruebas triaxiales convencionales, es decir, estáticas. Por otro lado, el análisis sirve para determinar la aceleración de fluencia que se utiliza en el método de Newmark a fin de definir deformaciones permanentes. Ahora, los parámetros de los suelos pueden determinarse bajo condiciones estáticas o dinámicas dependiendo del tipo de material o de qué es durante o después del sismo. En los materiales que tienen un potencial de licuación bajo las resistencias al corte no varían sustancialmente durante el sismo.

**Cortina de enrocamiento.** Todos los métodos de análisis de estabilidad se pueden utilizar para esta evaluación pseudoestática. Primero consideramos un talud infinito de suelo no cohesivo. El talud tiene una inclinación  $\beta$ , el sismo está representado por el coeficiente sísmico  $k$  y el material tiene un ángulo de fricción interna  $\phi$ . El factor de seguridad resulta ser:

$$F = \frac{1 - k \tan \beta}{k + \tan \beta} \tan \phi \quad (15.7)$$

Haciendo el factor de seguridad igual a uno, la aceleración de fluencia o crítica  $k_y$  está dada por

$$k_y = \tan(\phi - \beta) \quad (15.8)$$

Las fórmulas (15.7) y (15.8) son útiles para evaluar las cortinas de enrocamiento con cara de concreto o con corazón impermeable, siempre y cuando éste tenga taludes fuertemente inclinados.

**Cortina de enrocamiento con corazón impermeable.** Sarma y Barbosa (1985) analizaron cortinas de enrocamiento con corazón impermeable central. Estos autores presentaron solamente resultados acerca de la aceleración crítica  $k_y$ . La cortina de altura de  $H$  está cimentada sobre un terreno rocoso. El talud de enrocamiento tiene una inclinación  $\beta_1$  y el corazón impermeable forma un ángulo de  $\beta_2$  con la base. El ángulo de fricción interna del enrocamiento es  $\phi'_1$ , su peso volumétrico es  $\gamma_1$  y la cohesión del corazón es  $c_u$ . Se utiliza un valor normalizado  $c_u/\gamma_1 H$  para apreciar el efecto del corazón. En la figura 15.23 se presenta una carta para el talud del enrocamiento 2:1. La aceleración crítica se obtiene directamente conociendo  $\phi'_1$ ,  $c_u/\gamma_1 H$  y  $\beta_2$ . Las aceleraciones

críticas dibujadas en la figura tienen un límite marcado por la ec. (15.8). En otras palabras, la presencia del corazón impermeable reduce la aceleración crítica calculada por la ec. (15.8). En la referencia Sarma y Barbosa (1985) también se reportaron cartas para los taludes 1.5:1 y 2.5:1.

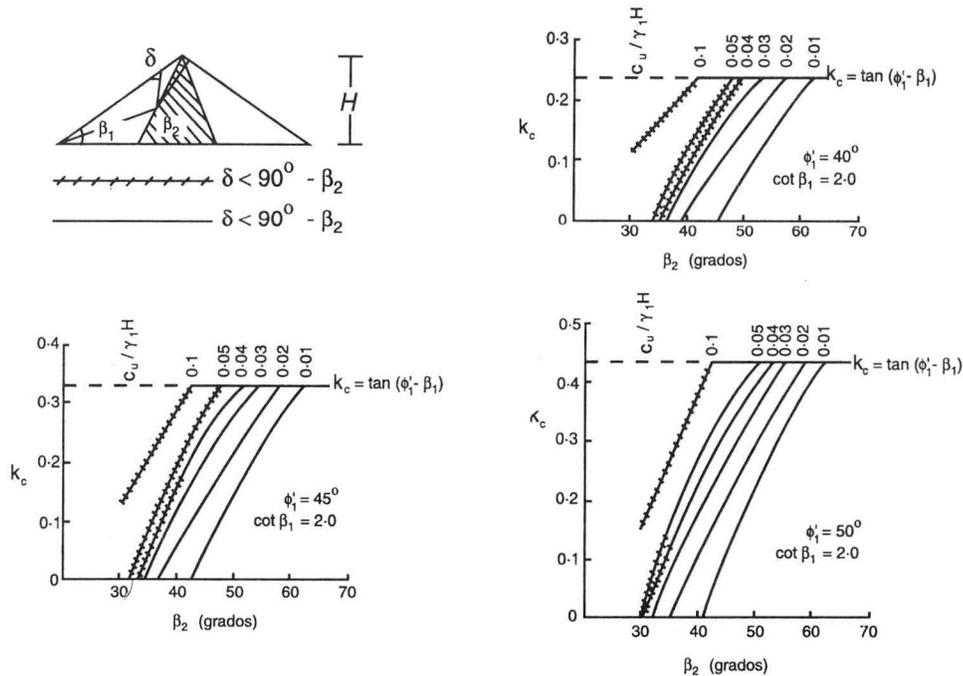


Figura 15.23 Aceleración crítica para cortinas de enrocamiento con corazón impermeable (Sarma y Barbosa, 1985).

**Sección homogénea.** Para cortinas de sección homogénea, las cartas de diseño presentadas por Leshchinsky y San (1994) pueden utilizarse. Estos autores analizaron una sección homogénea de suelos cohesiono friccionantes como la muestra la figura 15.23. El material tiene el peso volumétrico  $\gamma$ , la cohesión  $c$  y ángulo de fricción interna  $\phi$ . Los parámetros de resistencia al corte se determinan en las pruebas CU o CD. Se debe utilizar los valores  $c$  y  $\phi$  que dan el menor factor de seguridad. El talud tiene una altura  $H$ . En la fig. 15.24 se presenta una carta para el talud 2:1.

Para el cálculo del factor de seguridad se procede de manera iterativa. Se supone un factor de seguridad  $F$ . Se calculan el valor  $\phi_m$  como  $\phi_m = \arctan(\tan\phi/F)$  y  $\lambda = (c/\gamma H)/$

$\tan\phi$ . Con estos valores y el coeficiente sísmico  $C_s$  se determina, de la figura 15.24, el factor adimensional  $N_m$  que está definido por  $N_m = (c/\gamma H)/F$ , del cual se deduce el factor de seguridad  $F$ . Si este factor difiere del factor de seguridad propuesto, se procede a repetir el proceso hasta que haya una convergencia razonable. Las cartas preparadas por estos autores consideran que el talud tiene una cimentación del mismo material. Cuando el talud está cimentado sobre un terreno firme, los resultados son conservadores. La referencia Leshchinsky y San (1994) también proporciona cartas para el talud vertical y otros taludes 1:10, 1:5, 1:2.5, 1:1.5 y 1:1.

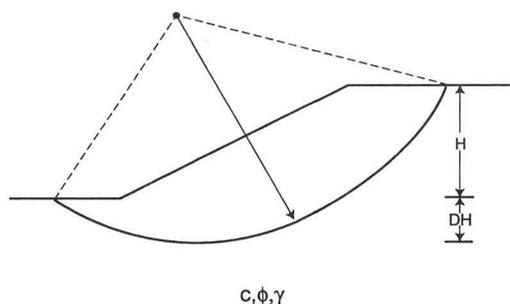


Figura 15.24 Sección homogénea de suelo cohesivo-friccionante.

### 15.6.2 Amplificación dinámica

Para cortinas de tierra construidas por suelos secos, arenas muy compactas o suelos arcillosos, la aceleración máxima en la corona y el periodo fundamental de la cortina pueden evaluarse con el siguiente método simplificado. Este método está basado en la teoría de columna cortante considerando que las propiedades dinámicas de la cortina, módulo cortante y amortiguamiento varían con el nivel de deformación cortante (Makdisi y Seed, 1979). Los datos de análisis son lo siguiente:

1. Altura de cortina  $H$ .
2. Peso volumétrico promedio de cortina  $\gamma$ ; si la cortina está sumergida se debe considerar un peso volumétrico sumergido.
3. Módulo cortante inicial o máximo  $G_{m\acute{a}x}$ .
4. Curvas de degradación y amortiguamiento.
5. Espectro de respuesta para diferentes niveles de amortiguamiento.

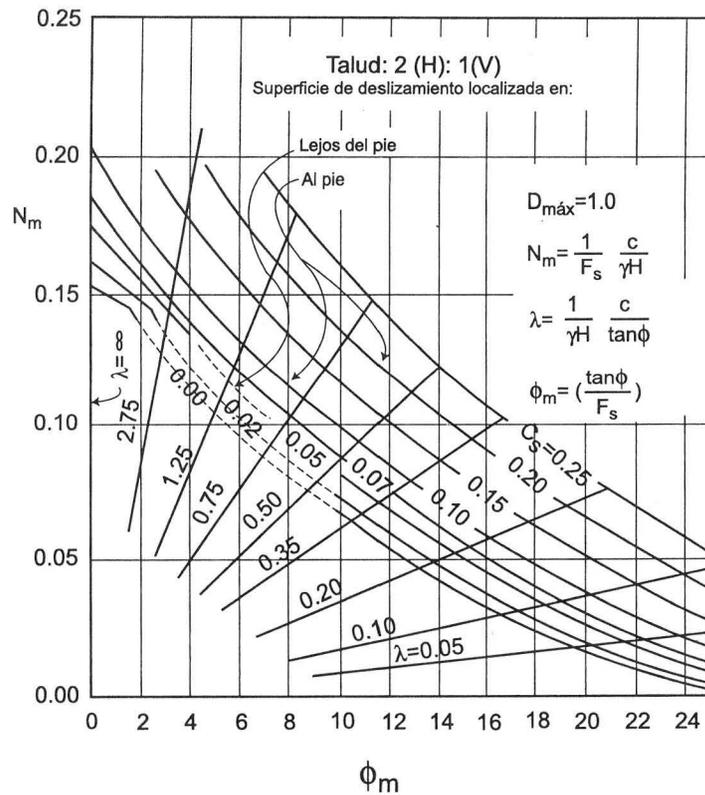


Figura 15.25 Carta de diseño para un talud de sección homogénea 2:1 (Leshchinsky y San, 1994).

Antes de comenzar el proceso de iteración se supone un valor de módulo cortante  $G$  y se determina la relación  $G/G_{\text{máx}}$ . De aquí en adelante el procedimiento de cálculo se repite tantas veces como se requiera para lograr la convergencia de la solución.

- Calcular la velocidad de onda de corte  $v_s$  de acuerdo con  $v_s = \sqrt{(Gg/\gamma)}$  donde  $g$  es la aceleración de gravedad.
- Determinar el valor de deformación cortante  $\gamma_c$  desde la curva de degradación, utilizando el valor calculado de  $G/G_{\text{máx}}$ .
- Determinar el nivel de amortiguamiento  $\lambda$  desde la curva de amortiguamiento haciendo el uso del valor de deformación cortante  $\gamma_c$ .
- Calcular el periodo fundamental.

$$T_1 = 2.62 \frac{H}{v_s} \quad (15.9)$$

- Determinar la aceleración espectral  $S_{a1}$  desde el espectro de respuesta utilizando el periodo fundamental y el amortiguamiento.
- Calcular un nuevo valor de deformación cortante  $\gamma_c$  como

$$\gamma_c = 0.20 \frac{H}{v_s^2} S_{a1} \quad (15.10)$$

- Determinar una nueva relación  $G/G_{m\acute{a}x}$ , y si ésta no se aproxima a la que se utilizó en la iteración anterior, se repite el cálculo. Generalmente se requieren unas cuatro iteraciones para lograr la convergencia.

Como resultado final se tiene la velocidad de onda cortante  $v_s$ , el amortiguamiento  $\lambda$  y el periodo fundamental de cortina  $T_1$  y la aceleración espectral para el modo fundamental  $S_{a1}$ , todos ellos consistentes con el nivel de excitación sísmica y las características de cortina. La aceleración máxima en la corona se estima como lo siguiente.

- Determinar los periodos naturales de vibración para el segundo y tercer periodos de vibración

$$T_2 = 1.14 \frac{H}{v_s}, T_3 = 0.73 \frac{H}{v_s} \quad (15.11)$$

- Se determinan la aceleración espectral para el segundo y tercer modos de vibración  $S_{a2}$ ,  $S_{a3}$  desde el espectro de respuesta utilizando los correspondientes periodos naturales de vibración y el amortiguamiento.
- Las aceleraciones máximas en la corona para los primeros tres modos de vibración se determinan como

$$a_{1,m\acute{a}x} = 1.6S_{a1}, a_{2,m\acute{a}x} = 1.06S_{a2}, a_{3,m\acute{a}x} = 0.86S_{a3} \quad (15.12)$$

- Como los valores máximos en cada modo ocurren en diferentes tiempos, los valores máximos de aceleración en la corona pueden aproximarse por tomar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las aceleraciones máximas de los primeros tres modos

$$a_{\text{corona,máx}} = \sqrt{a_{1,\text{máx}}^2 + a_{2,\text{máx}}^2 + a_{3,\text{máx}}^2} \quad (15.13)$$

Como resultado final, se obtiene la aceleración máxima en la cresta  $a_{\text{corona,máx}}$ . La relación entre esta aceleración y la aceleración máxima de terreno  $a_{\text{base,máx}}$  define la amplificación de la respuesta dinámica de cortina.

### 15.6.3 Deformación permanente

Se han desarrollado varios métodos simplificados para estimar deformaciones permanentes. A continuación se presentan algunos de ellos.

**Método de Newmark.** La aceleración de fluencia  $k_y$  se determina a partir del análisis de estabilidad. El procedimiento de análisis se ha expuesto en la sección 15.5.3 “Evaluación de daños sísmicos”. Una vez determinada la aceleración de fluencia, la determinación de la deformación permanente ya no depende de las características del talud sino de aquéllas relacionadas con el sismo, particularmente los acelerogramas.

Madkisi y Seed (1978) analizaron una serie de sismos registrados en los EUA y presentaron una carta mostrada en la figura 15.26. En la abscisa, es el cociente  $k_y/k_m$ , donde  $k_m$  es la aceleración máxima en la cuña deslizante. Los desplazamientos acumulados están expresados en cm. Por la dispersión de los resultados, estos desplazamientos se dibujan como una banda para diferentes magnitudes de sismo en la escala Richter. Los análisis de Newmark son solamente para el deslizamiento de las cuñas rígidas y no incluyen compactación dinámica, por lo que subestiman los desplazamientos particularmente para valores pequeños de  $k_m$ .

Las bandas presentadas en la figura 15.26 introducen incertidumbres en la estimación. A fin de obtener expresiones más precisas Yegian *et al.* (1991) propuso la siguiente expresión:

$$\log \frac{d_p}{k_m g N_{eq} T^2} = 0.22 - 10.12 \left( \frac{k_y}{k_m} \right) + 16.38 \left( \frac{k_y}{k_m} \right)^2 - 11.48 \left( \frac{k_y}{k_m} \right)^3 \quad (15.14)$$

donde

$d_p$  = deformación permanente

$g$  = aceleración de gravedad

$N_{eq}$  = número ciclos uniformes equivalentes del movimiento de base

$T$  = periodo del movimiento de base.

$k_y$  y  $k_m$  son definidos anteriormente.

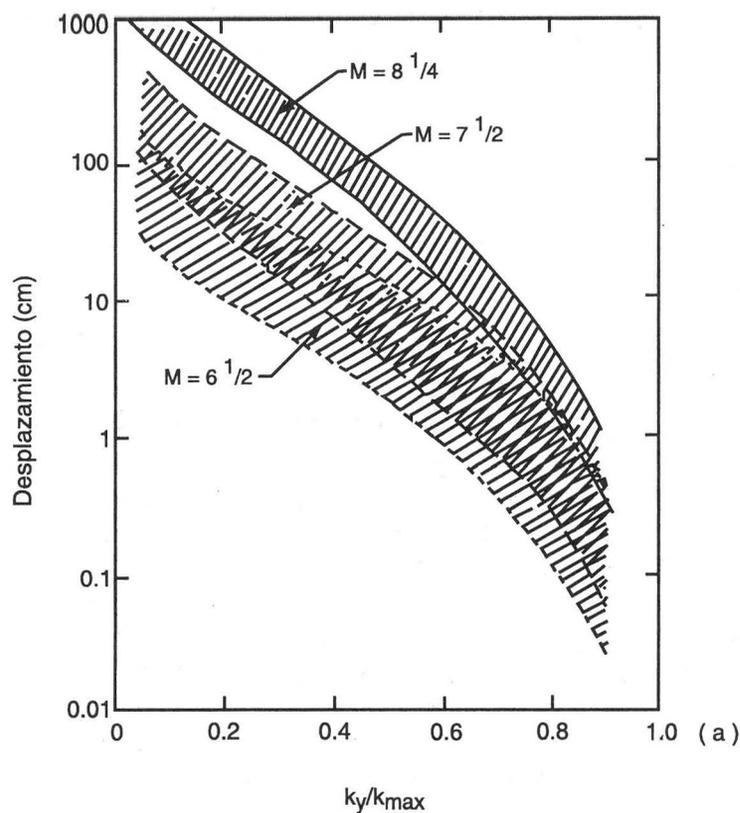


Figura 15.26 Deformaciones acumuladas (Makidisi y Seed, 1978).

**Método del ESI.** La pérdida de borde libre en las cortinas de enrocamiento es mayor que en las cortinas de tierra porque en éstas el asentamiento se debe principalmente a la movilización de una masa de talud, y en aquéllas se presenta adicionalmente una compactación dinámica de la cortina que ocurre generalmente en su tercera parte superior. Por lo tanto, los métodos de Newmark subestiman de manera importante las deformaciones permanentes en las cortinas de enrocamiento. Para superar esta

deficiencia, se han desarrollado alternativas para la estimación de la deformación permanente. Una de ellas es el método del ESI (Bureau *et al.*, 1985).

Con base en los análisis elasto-plásticos dinámicos y utilizando los acelerogramas registrados, se ha calculado numéricamente (figura 15.27) el asentamiento relativo en la corona con respecto a la altura de la cortina en función de un parámetro llamado índice de severidad sísmica ESI (por sus siglas en inglés), que se define como

$$ESI = k_m (M - 4.5)^2 \quad (15.15)$$

donde  $M$  es la magnitud del sismo y  $k_m$ , la aceleración máxima del terreno como una fracción de la aceleración de gravedad. Como se muestra en la figura 15.27, la curva analíticamente calculada concuerda con las observaciones de campo.

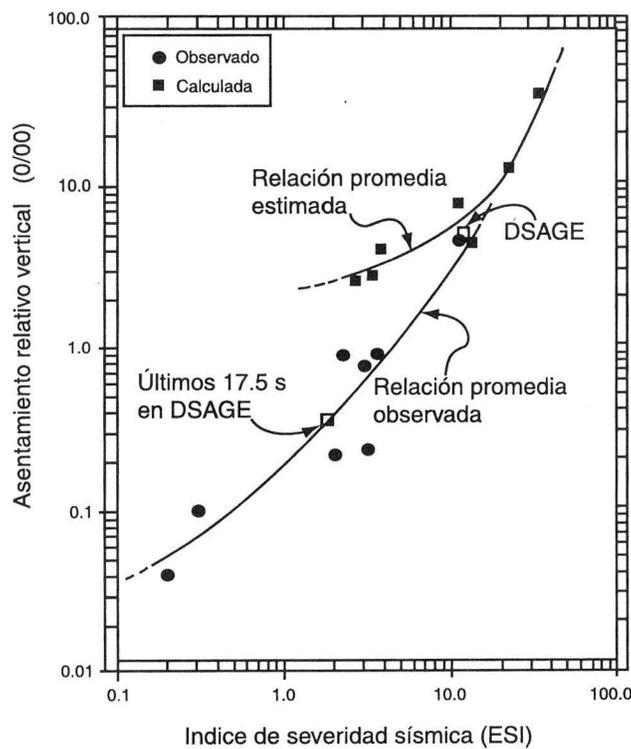


Figura 15.27 Deformaciones permanentes en función del índice ESI (Bureau *et al.*, 1985).

**Métodos empíricos.** Con base en los datos de asentamientos inducidos por sismo, varias cortinas de enrocamiento incluyendo El Infiernillo y La Villita de México, se ha establecido relaciones empíricas entre el asentamiento en la corona en centímetros y la aceleración máxima en la corona en gales ( $\text{cm}/\text{seg}^2$ ). La correlación mostrada en la figura 15.28 distingue los tres asentamientos ocurridos: en el centro de la corona, en el respaldo aguas abajo y en el respaldo aguas arriba; el último caso es donde se presentan mayores asentamientos (Ishihara *et al.*, 1990).

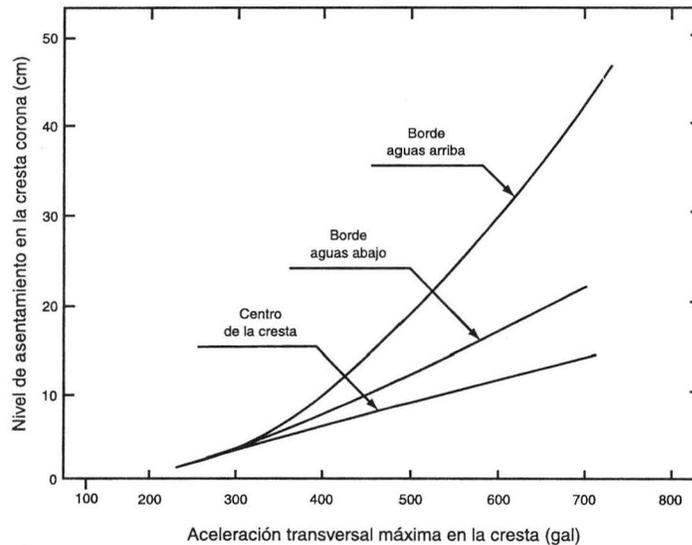


Figura 15.28 Asentamiento y la aceleración máxima en la corona (Ishihara *et al.*, 1990).

Jansen (1990) presentó la siguiente expresión empírica para estimar el asentamiento en la corona

$$s = \frac{19 \left( \frac{M}{10} \right)^8 (k_m - k_y)}{\sqrt{k_y}} \quad (15.16)$$

donde  $s$  es el asentamiento en pies,  $k_m$  es la aceleración máxima del terreno y los otros parámetros han sido definidos anteriormente.

## Referencias

Bureau, G. *et al.* (1985). "Seismic Analysis of Concrete Face Rockfill Dams". *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction and Performance*. ASCE, ed. J. B. Cook y J. L. Sherard, 479-508.

CNA (2000) *Manual de geotecnia en suelos inestables*. Comisión Nacional del Agua. México.

Donovan, N. C. Y Bornstein, A. E. (1978). "Uncertainties in Seismic Risk Procedures", *J. Geotechnical Eng. Div.*, ASCE, 104(GT7), 869-887.

Duncan, J. M. e Idriss, I. M. (1988). "Earthquake Response Analysis of Embankments". Capítulo 8, *Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation*. Ed. R. B. Jansen. Van Nostrand Reinhold, New York.

Dungar, R. (1988). "Computer Modelling of Embankment Dams: Response to Earthquake." *Water Power & Dam Construction*. Junio, 39-46.

Finn, W. D. L. (1990). "Seismic Analysis of Embankment Dams". *Dam Engineering*, 1(1), 59-75.

Gazetas, G. y Abdel-Ghaffar, A. (1981). "Earth Dam Characteristics From Full-Scale Vibrations." *Proceeding of X International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering*, Stockholm.

Gazeta, G. (1987). "Seismic Response of Earth Dams: Some Recent Developments." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6(1), 3-47.

Gazetas, G. y Dakoulas, P. (1992). " Seismic Analysis and Design of Rockfill Dams: State-of-the-Art". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 11, 27-61.

Gazeta, G. (1992). "Foundation vibration." Capítulo 15, *Foundation Engineering Handbook*, 2ª edición, H.-Y. Fang. Van Nsotrand Reinhold, New York.

Green, R. K. (1992). "Selection of Ground Motions for the Seismic Evaluation of Embankments." *Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*, ASCE, vol.1, 593-607.

Hardin, B. O. (1978). "The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils." *Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1, 3-90.

Hynes-Griffin, M. E. y Franklin, A. G. (1984). "Rationalizing Seismic Coefficient Method." *Miscellaneous Paper GL 84-13*, USAEWES, Vicksburg, Mississippi.

ICOLD (1986). *Earthquake Analysis Procedures for Dams, State of the Art*. Bulletin 52.

Idriss, I. M., Cluff, L. S., Tocher, D., Makdisi, F y Knuepfer, P. L. (1979). "Geologic, Seismologic and Geotechnical Considerations Related to Performance of Dams During Earthquakes." Congress ICOLD, Q.51, R.34, New Delhi, 1425-1446.

Ishihara, K. e Yasuda, S. (1980). "Cyclic Strengths of Undisturbed Cohesive Soils of Western Tokyo." *Int. Symp. On Soils under Cyclic and Transient Loading*. Swanesa, A. A. Balkema, Rotterdam, 57-66.

Ishihara, K, Kuwano, J. y Lee H. C. (1990). "Permanent Earthquake Deformation of Embankment Dams". *Dam Engineering*. 1 , 221-232.

Ishihara, K. (1996). *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*. Clarendon Press, Oxford.

Jansen, B. (1990). "Estimation of Embankment Dam Settlement Caused by Earthquake." *Water Power & Dam Construction*, Diciembre, 35-40.

Kikusawa M. (1990). "Seismic Stability Analysis of Rockfill Dams." *Géotechnique*, 40, 201-210.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey.

Kramer, S. L. y Smith, M. W. (1997). "Modified Newmark Model for Seismic Displacements of Compliant Slopes." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 123(7).

Legg, M., Slosson, J., and Eguchi, R. (1982). "Seismic Hazard for Lifeline Vulnerability Analyses." *Proceeding, 3rd International Conference on Micronization*, Seattle, Washington.

Leshchinsky, D. y San, K.-C. (1994). "Pseudostatic Seismic Stability of Slopes: Design Charts." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. 120(9), 1514- 1532.

Lin J.-S. y Huang, T.-K. (1999). "A Procedure for Seismic Risk Analysis of Earth Dams." *Risk Analysis in Dam Safety Assessment*, J.-T. Kuo y B.-C. Yen (ed.), Water Resources Pub. LLC, 159-177.

Makdisi, F. I. y Seed, H. B. (1978). "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE. 104(7), 849-867.

Makdisi, F. I. y Seed, H. B. (1979). "Simplified Procedure for Evaluating Embankment Response." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE. 105(12), 1427-1434.

Marcuson III, W. F., Hynes, M. E. y Franklin, A. G. (1990). "Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments." *Earthquake Spectra*. 6(3), 529-572.

Marcuson III, W. F., Hadala, P. F. y Ledbetter, R. H. (1996). "Seismic Rehabilitation of Earth Dams." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE. 122(1), 7-20.

Marcuson III, W. F., Hynes, M. E. y Franklin, A. G. (1992). "Seismic Stability and Permanent Deformation Analyses: the Last Twenty Five Years." *Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*, ASCE, vol.1, 552-592.

Newmark, N. M. (1965). "Effect of Earthquakes on Dams and Embankments." *Geotechnique*, 15(2).

O'Neill A. (1982). "Seismotectonic Investigations." *Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation*, ed. R. B. Jansen, 117-124.

Prevost, J. H. (1981). "DYNFLOW: A Nonlinear Transient Finite Element Analysis Program." *Princeton University, Department of Civil Engineering*, Princeton, N.J.

Romo, M. y Villarraga, M. R. (1988). "Modelo analítico para el comportamiento sísmico de la presa El Infiernillo." *Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México*.

Sarma y Barbosa (1985). "Seismic Stability Analyses for Rockfill Dams with Central Clay Cores." *Geotechnique*, 35(3), 319-328.

Seed, H. B. y Chan, C. K. (1966). "Clay Strength Under Earthquake Loading conditions." *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 92(SM2), 53-78.

Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1970). "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses." *Research Report EEERC 70-10*, University of California, Berkeley.

Seed, H. B. et al (1975). "The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971." *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 101 (GT7), 651-688.

Seed, H. B. (1979). "Considerations in Earthquake-Resistant Design of Earth-Rockfill Dams." *Geotechnique*, vol.29 (3).

Seed, H. B. (1980). "Earthquake-Resistant Design of Earth Dams." *Symposium on Problems and Practice of Dam Engineering*, Bangkok, 41-60.

Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes." *Monograph Series No.5, Earthquake Engineering Research Institute*, Berkeley, CA.

Seed, H. B, Seed, R. B, Lai, S. S. y Khamenehpour, B. (1985). "Seismic Design of Concrete Faced Rockfill Dams." *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construdvtion and Performance*. ASCE, ed. J. B. Cook y J. L. Sherard, 459-478.

Seed, H. B., Wong, R. T. E Idriss, I. M. (1986). "Moduli and Damping Factors for Dyanmic Analyses of Cohesionless Soils." *Journal of Geotechnical Engineering*, SCE 112. 1016-1032.

# 16 INSTRUMENTACIÓN DE PRESAS DE MATERIALES TÉRREOS

José Francisco González Valencia

## 16.1 Introducción

La instrumentación se refiere al uso de dispositivos y técnicas especiales para obtener información cuantitativa específica de las variables que permiten caracterizar el comportamiento de una estructura, con el objetivo de evaluar su seguridad y tomar decisiones racionales en el caso de acciones preventivas o correctivas.

Las personas no familiarizadas con instrumentación podrían creer que para obtener la información requerida sólo se necesita tomar un instrumento del almacén, instalarlo y tomar lecturas; sin embargo, el éxito de cualquier proyecto de instrumentación depende de un detallado trabajo de ingeniería y planeación, así como la participación de personal capacitado en todos los niveles.

Es así que puede darse la siguiente definición:

*La instrumentación es una combinación de filosofía, conocimientos y actividades prácticas, que requiere de perspicacia, experiencia, aparatos y técnicas de medición, para obtener información cualitativa o cuantitativa necesaria para evaluar la seguridad de una estructura o resolver un problema geotécnico.*

Este capítulo no cubre exhaustivamente el tema de la instrumentación geotécnica, que constituye por sí misma una especialidad, sino que tiene como fin definir con claridad los objetivos y procedimientos generales para realizar trabajos de instrumentación.

### 16.1.1 Necesidad de medición

Los suelos y rocas son materiales complejos, cuyo comportamiento está influenciado por muy diversos y numerosos factores, desde su origen y formación, hasta los efectos de tiempo. Para el diseño de una estructura geotécnica usualmente se realizan ensayos

de campo y de laboratorio para obtener los valores de las propiedades geotécnicas, pero los ensayos generalmente sólo proporcionan un rango de posibles valores y el ingeniero usualmente tiene que utilizar su criterio para seleccionar los más probables.

Si a esto añadimos las hipótesis, simplificaciones, incertidumbres y errores introducidos en los métodos de análisis y diseño, así como las variaciones en las propiedades de los materiales como resultado del proceso de construcción, tenemos que en todos los trabajos de ingeniería geotécnica existe una discrepancia entre la predicción obtenida del cálculo y el comportamiento real de las estructuras.

La instrumentación es la técnica que proporciona al ingeniero información cuantitativa y cualitativa para permitirle adecuar y balancear los diseños geotécnicos de manera racional, obteniendo tanto seguridad como eficiencia, por lo que se le reconoce una gran utilidad.

Sin embargo, debe tenerse siempre presente que el simple hecho de instrumentar no garantiza que los diseños sean buenos o las obras seguras, incluso puede darse el caso de que instrumentos inadecuados o instalados en sitios equivocados proporcionen información no útil, confusa o aun que distraigan la atención de los ingenieros impidiendo detectar anomalías que existan o se desarrollen en otras partes de la obra, por lo que se requiere determinar con claridad y visión los objetivos de todo proyecto de instrumentación, por simple que parezca.

### ***16.1.2 Diseño y seguridad de presas***

Las fallas de grandes presas como Vajont, Malpasset, Baldwin Hills, Teton y otras, han puesto de manifiesto los riesgos que pueden representar para la seguridad pública las grandes presas y la necesidad de someter estas obras a una vigilancia y control permanente y minucioso mediante un sistema de auscultación.

Aunque todas las presas representan un riesgo, como cualquier otra estructura hecha por el hombre, la mayoría de las fallas desastrosas pudieron haberse evitado o cuando menos previsto para minimizar las pérdidas, principalmente de vidas humanas, si se hubiera contado con un sistema de auscultación constituido por un conjunto de instrumentos adecuado, observado sistemáticamente con la frecuencia necesaria, y evaluando los resultados de inmediato para poder realizar acciones preventivas o correctivas oportunas, de acuerdo con una estrategia preparada de antemano.

La mayoría de las fallas de presas de materiales térreos han ocurrido después de un incidente, accidente o falla previa. Las fallas son generalmente procesos complejos que

se desarrollan en función del tiempo, emitiendo por adelantado señales de advertencia que pueden detectarse mediante la instrumentación; por lo que en la actualidad la instrumentación forma parte del proceso constructivo y de operación de una presa.

Las presas de materiales térreos tienden a fallar más lentamente que otros tipos de presa, pero son obviamente más susceptibles a la erosión interna o externa. Los mecanismos de falla potencial y debilidades en una presa o su cimentación pueden tomar muchas formas. De acuerdo con la ICOLD, algunas de las causas de falla más comunes para presas de materiales térreos son las siguientes:

- Deterioro de la cimentación. Alta permeabilidad, arrastre de sólidos y materiales solubles, desprendimiento de bloques, erosión en la base.
- Inestabilidad de la cimentación. Licuación, deslizamientos, hundimientos, movimiento de grietas o fisuras, inestabilidad de taludes.
- Defectos en el cuerpo de la presa. Concentraciones de esfuerzos, inestabilidad de taludes, filtraciones excesivas, tubificación, erosión externa, agrietamientos, deformaciones excesivas.
- Vertedores defectuosos. Mecanismos descompuestos o deficientes, falta de capacidad, obstrucciones.

Así, la instalación de un sistema de auscultación que permita la oportuna detección de anomalías que se desarrollen o tengan tendencia a desarrollarse tanto durante la construcción como durante la vida útil de la obra, es el medio más eficiente para que el ingeniero encargado vigile el comportamiento de una obra y evalúe su seguridad.

### ***16.1.3 Definiciones y objetivos de la instrumentación***

El Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés), reconoce tres objetivos principales de un sistema de auscultación:

- Conocer el comportamiento de las obras bajo las condiciones de carga normales y extraordinarias (sismos, grandes crecidas, precipitaciones intensas), con el fin de evaluar su seguridad.
- Detectar oportunamente problemas o deficiencias en el comportamiento de estructuras térreas y su cimentación durante su construcción y operación posterior, para corregirlas oportunamente.

- Obtener conocimientos que permitan mejorar el *estado del arte* en diseño y construcción geotécnica, reduciendo costos sin demérito de la seguridad de las estructuras térreas y cimentaciones que se construyan en el futuro.

Para el correcto diseño del sistema de auscultación de una presa, deben definirse con anterioridad los objetivos específicos que se pretenden alcanzar con cada instrumento, definiendo con claridad lo que se quiere conocer o controlar con las mediciones.

## 16.2 Diseño de un sistema de auscultación

Un sistema de auscultación se diseña con base en la práctica actual de la especialidad, teniendo en cuenta el tipo de presa, su altura y geometría, las características geológicas, hidráulicas, topográficas y geométricas específicas del sitio, las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción, las hipótesis y resultados del cálculo de diseño de la estructura, y el comportamiento esperado de la misma. En el diseño también se toman en cuenta otros factores, tales como: las necesidades de protección de la población e instalaciones aguas abajo y del costo en caso de falla, los requisitos ambientales, y las leyes y normas vigentes.

Al examinar todos estos factores es claro que no es posible estandarizar el diseño de la instrumentación que se instale en una presa.

El diseño de un sistema de auscultación no es sólo la selección de los instrumentos, sino que es un completo proceso de ingeniería que inicia con la definición de los objetivos y termina con la realización de acciones preventivas o correctivas basadas en los dictámenes de seguridad que se realicen con los datos obtenidos. El diseño debe incluir las siguientes etapas:

- Definir las condiciones del proyecto.
- Definir los objetivos del sistema de auscultación.
- Seleccionar las variables que serán medidas.
- Obtener valores del comportamiento esperado.
- Anticipar las soluciones a problemas que puedan detectarse con las mediciones.
- Seleccionar los instrumentos adecuados.
- Registrar los factores externos que pudieran afectar o influir en las mediciones.
- Establecer procedimientos para asegurar la confiabilidad de las lecturas.
- Seleccionar los sitios donde serán instalados los instrumentos.
- Definir los procedimientos de instalación.
- Definir los procedimientos para el acopio y proceso de datos.

### 16.2.1 Selección de las variables que serán medidas

Cuatro tipos de mediciones son comunes para presas de materiales térreos y el terreno en que se apoya: desplazamientos horizontales y verticales de puntos internos y en superficie; presiones de poro y niveles piezométricos; esfuerzos y deformaciones; y vibraciones sísmicas. También es necesario medir las variables de carga, tales como son los niveles del agua en el embalse y en el río.

Usualmente se utiliza un tipo de instrumento para la medición de cada variable, aunque existen algunas excepciones. Para realizar estas mediciones normalmente se incluyen los siguientes tipos de aparatos:

- Bases de medición, bancos de nivel y referencias para control topográfico.
- Inclínómetros para la medición de desplazamientos horizontales dentro del cuerpo de la presa o las laderas.
- Instrumentos para la medición de desplazamientos verticales dentro del cuerpo de la presa o las laderas (inclínómetros, deformómetros, niveles hidráulicos de asentamiento, etc.).
- Instrumentos para medir presión de poro y niveles de agua (piezómetros, pozos de observación).
- Dispositivos para el aforo de agua de filtraciones
- Celdas de presión para medir esfuerzos y extensómetros para medir deformaciones dentro del cuerpo de la presa.
- Extensómetros de barra para medir movimientos de bloques de roca.
- Acelerógrafos para medir vibraciones sísmicas.

La experiencia muestra que la instalación de piezómetros en presas de materiales térreos y sus cimentaciones proporciona datos significativamente importantes para conocer: la magnitud y distribución de la presión de poro y sus variaciones con el tiempo; los esquemas del flujo de agua en los terraplenes y en las laderas; zonas de tubificación potencial o fracturamiento hidráulico; y la efectividad de las obras de drenaje para el control de las filtraciones. En relación con el costo de la presa, los piezómetros son baratos y su número y tipo no debe estar basado en criterios monetarios, sino en función de la complejidad del problema geotécnico. Por ejemplo, presas pequeñas desplantadas sobre materiales permeables, débiles, compresibles, estratificados, pudiera requerir más piezómetros y frecuencia de mediciones que una gran presa desplantada en roca sana.

Las filtraciones a través, alrededor o por debajo de una presa constituyen un factor extremadamente valioso para conocer la condición de seguridad y eficacia de los tratamientos de impermeabilización de la presa. La cantidad de filtraciones que afloran al exterior o que son captadas por el sistema de galerías y drenes, están relacionadas directamente con el nivel de agua en el embalse. Cualquier cambio repentino en el volumen de las filtraciones sin una causa aparente, tal como un cambio en el nivel del embalse o una lluvia intensa, podría ser indicativo de un problema serio, al igual que cambios en la coloración del agua o el arrastre de finos. Por lo que la instalación de dispositivos de aforo es indispensable en todas las presas.

Las presas que se ubiquen en zonas sísmicas deben contar con instrumentación sísmica adecuada que permita conocer las sollicitaciones a que son sujetas y su correspondiente respuesta estructural.

### ***16.2.2 Selección de los sitios donde serán instalados los instrumentos***

La selección de los sitios donde se instalarán los instrumentos debe ser tal que se obtenga el comportamiento previsto de la estructura, particularmente para las zonas críticas y en etapas críticas de la construcción. Además, los sitios instrumentados deben ser representativos de las diversas zonas de materiales y partes que integran la estructura. Durante la etapa de construcción debe haber flexibilidad para cambiar la ubicación de algún instrumento en función de los resultados de las mediciones que se vayan obteniendo, anomalías que se detecten, modificaciones en la geometría o en el proceso constructivo, en las propiedades de los materiales, empleados, etcétera.

El conjunto de instrumentos para medir desplazamientos se instala usualmente en dos planos, uno en el eje del terraplén y otro en un plano perpendicular al anterior, en la sección transversal máxima. Este sistema debe proporcionar las dos componentes horizontales y la componente vertical del movimiento. En proyectos grandes que tengan condiciones de sitio complejas, puede ser necesario instalar instrumentos en otras secciones.

Las celdas para medir presiones dentro de la masa de materiales térreos generalmente se instalan en grupos junto con extensómetros, en un arreglo tal que permita la obtención de los componentes de los tensores de esfuerzos y deformaciones, respectivamente, en sitios característicos de la estructura, tales como son los cambios de pendiente en la boquilla, cambios de materiales en presas de materiales graduados, etc. También se instalan piezómetros en la cercanía de las celdas para poder calcular las presiones efectivas.

Los piezómetros en presas de materiales térreos se ubican en el núcleo, respaldo de aguas abajo, cimentación y ambos empotramientos, de manera que sea posible conocer la presión de poro en sitios seleccionados del núcleo, así como la distribución y niveles de agua en los empotramientos.

Los dispositivos de aforo se ubican preferentemente al pie de la cortina, en las galerías de inspección y drenaje, y en sitios donde afloran filtraciones durante o después del primer llenado.

En zonas sísmicas y para presas que representen un cierto riesgo, se instalan cuando menos dos acelerógrafos, uno al nivel de la corona de la presa, en la sección transversal máxima, donde se espera medir las aceleraciones máximas, y otro en campo libre cerca de la base de la estructura, para medir la intensidad y características del sismo de entrada. En caso de que el *Proyecto de instrumentación* así lo defina, se instalan otros aparatos en los empotramientos o en diversos puntos sobre el cuerpo de la presa, o incluso en el interior, con el fin de estudiar los fenómenos de transferencia y amplificación o amortiguamiento de las ondas sísmicas.

En un buen diseño de instrumentación no se tendrán instrumentos en exceso, lo que representa un desperdicio de recursos económicos, por lo que la regla básica para diseñar con éxito la instrumentación de una obra es que todo instrumento debe ser seleccionado e instalado para responder a un objetivo específico.

Se procederá a ubicar la posición de cada instrumento en planos y se revisará con los responsables de la obra, para tomarlo en cuenta en el programa de construcción y conciliar las posibles interferencias que existan entre el proceso constructivo y las necesidades de medición, efectuando las modificaciones que se requieran. Se elaborarán los planos generales definitivos y los planos de detalle para llevar a cabo la instalación, tratando de detectar y resolver anticipadamente problemas que pudieran surgir durante las etapas de instalación y medición.

### ***16.2.3 Selección de Instrumentos***

Se seleccionarán los instrumentos de acuerdo con los objetivos establecidos para utilizar los aparatos idóneos en cuanto a intervalo de medición, precisión, repetibilidad y robustez. Se deberá tomar en cuenta que un diseño sencillo es preferible a uno complicado, al igual que se preferirá utilizar transductores ópticos, mecánicos, hidráulicos, eléctricos y neumáticos, en ese orden. La selección o compra del instrumento más baratos, por aparentes razones económicas, puede resultar contraproducente si la instalación y lectura del aparato es difícil o si el aparato no es confiable o tiene una vida útil muy corta, ya

que una vez instalado rara vez es posible reponerlo. Para estimar cuál es la alternativa más económica, se deben tener en cuenta los costos de suministro, calibración, instalación, mantenimiento, toma de lecturas y proceso de datos.

En la selección también deberá tenerse en cuenta el conocimiento y experiencia previa de la calidad y comportamiento de los aparatos seleccionados, así como la posibilidad de hacer adaptaciones o diseñar otros nuevos.

El *Jefe del proyecto de instrumentación*, de común acuerdo con el diseñador de la presa, será quién seleccione los aparatos o, en su caso, coordine su fabricación y la realización de ensayos de funcionamiento y aceptación, apoyándose en especialistas mecánicos, electricistas y electrónicos. Al mismo tiempo, se elaborará un documento que contenga todas las características y especificaciones de todos y cada uno de los equipos para proceder a su compra o fabricación.

Finalmente, se elaborará un documento denominado *Proyecto de instrumentación*, que contenga los objetivos de la instrumentación, la descripción y especificaciones detalladas de los instrumentos a instalar, los costos involucrados, así como también los correspondientes planos generales y de detalle de su ubicación.

## 16.3 Procedimiento general de instrumentación

Todo *Proyecto de instrumentación*, por sencillo que parezca, requiere seguir una metodología planeada y sistemática para implantarlo con buenos resultados. Esta metodología está expresada en el *Procedimiento general de instrumentación geotécnica* (PGIG), que contempla las siguientes etapas:

- Organización y planeación.
- Fabricación o adquisición de instrumentos.
- Instalación.
- Medición.
- Proceso de datos.
- Análisis de resultados.

### 16.3.1 Organización y planeación

El primer paso es nombrar a un ingeniero jefe del proyecto de instrumentación, con suficientes conocimientos y experiencia en trabajos de instrumentación, quien será

responsable de alcanzar los objetivos que se establezcan, coordinando y regulando las actividades de todos los grupos de personas involucradas en cada etapa, normando criterios y asignando responsabilidades.

El jefe deberá participar activamente en todas las etapas del proyecto, teniendo en cuenta que deberá integrar un grupo de trabajo con personal capacitado, o bien emprender un programa de capacitación específico para diferentes niveles de actuación. También será responsable de recabar toda la información que debe formar parte de la *Memoria de instrumentación*.

Como primera actividad, el *Jefe del proyecto de instrumentación* deberá formular el *Programa de instrumentación*, que es un documento de planeación que establecerá la organización y calendarización de las actividades requeridas para implantar correctamente el sistema de auscultación; a partir del documento resultado del diseño: *Proyecto de Instrumentación*.

El *Programa de instrumentación* debe contener un calendario de actividades y todos los detalles relativos para cada una de las etapas de implantación del proyecto. Los aspectos a definir con detalle son los recursos humanos requeridos, su organización y capacitación; los recursos necesarios de equipo y materiales; y las erogaciones correspondientes.

La planeación de un proyecto de instrumentación deberá llevarse a cabo siguiendo los siguientes pasos:

- Definir los recursos humanos y financieros para todas las etapas del proyecto.
- Obtener cotizaciones y tiempos de entrega o fabricación de los instrumentos.
- Planear la instalación.
- Planear la verificación o calibración y conservación de los aparatos.
- Planear la recopilación, proceso, presentación y reporte de datos.

### ***16.3.2 Fabricación o adquisición de instrumentos***

Esta alternativa depende de numerosos factores que van desde la política de un país, la tradición de la entidad responsable de la instrumentación; la dificultad, precisión o intervalo de medición; la tecnología disponible; el tiempo disponible para llevarlo a cabo; los recursos financieros; etc. Generalmente se procede a comprar los instrumentos de fabricantes acreditados y cuando no existe en el mercado un instrumento idóneo se procede a fabricar adaptaciones o complementos para facilitar su instalación.

El jefe del proyecto de instrumentación, con ayuda de su personal, procederá de acuerdo con las especificaciones del diseño y deberá hacer las pruebas que sean necesarias para aceptar o rechazar cada instrumento, de acuerdo con los criterios que se establezcan en el plan de aseguramiento de calidad. Invariablemente se deberá contar con un certificado de calibración de cada aparato e incluirlo en la *Memoria de instrumentación*.

El programa de adquisiciones deberá estar de acuerdo con el programa de instalación y medición, mismos que dependerán del programa de construcción de la obra, y debe contarse con la mayor holgura posible entre el suministro y el momento de su instalación, de tal modo que puedan tomarse decisiones adecuadas en caso de incumplimiento del proveedor, rechazo del instrumento por no cumplir las especificaciones o bien por descompostura o mal funcionamiento.

### 16.3.3 Instalación

Para efectuar la instalación se organizará una oficina y taller de campo, encabezada por un *Residente de instrumentación*, y contará con el personal necesario para llevar a cabo esta actividad.

El residente deberá ser una persona con experiencia en esta actividad y procederá de común acuerdo con el jefe del proyecto de instrumentación y los residentes de construcción, y según las especificaciones y programas de los documentos de diseño y planeación, así como con los ajustes que imponga el ritmo de construcción.

Es muy importante hacer notar que el mejor *Proyecto de instrumentación*, con los mejores aparatos que puedan conseguirse en el mercado, no servirá de nada si la instalación es defectuosa, por lo que el éxito dependerá en gran parte de contar con el personal capacitado, cuidadoso y motivado para realizar la tarea.

Antes de iniciar la instalación propiamente dicha, deberán tenerse en el sitio los instrumentos y equipos de instalación y realizar las verificaciones finales en la obra.

Se prepararán los sitios y se instalarán los aparatos con los procedimientos de instalación específicos y de acuerdo con los planos del proyecto, debiendo documentar con detalle este proceso elaborando una *Ficha de instalación* para cada aparato, misma que formará parte de la *Memoria de instrumentación*, documento indispensable para el análisis e interpretación posterior de los resultados de las mediciones. La ficha de Instalación contendrá las acotaciones del sitio exacto donde fue instalado el instrumento, croquis y fotos, dimensiones, cotas, materiales, fechas y horas, participantes, lecturas iniciales, calibración y verificaciones, incidencias ocurridas durante la instalación y

toda la información que se considere relevante para la interpretación posterior de las lecturas.

#### 16.3.4 Medición

Las mediciones se realizarán conforme el programa correspondiente, diseñado en la etapa de planeación y de acuerdo con los procedimientos de lectura específicos para cada aparato. El programa original podrá modificarse según las necesidades o anomalías que surjan durante la construcción, a juicio del jefe del proyecto de instrumentación.

En todo momento deberá tenerse presente que los requisitos indispensables de toda medición son que los resultados tienen que ser *confiables* y *oportunos*.

Para garantizar la confiabilidad, además de contar con procedimientos específicos de toma de lecturas para cada aparato, se pondrá especial cuidado en proporcionar la capacitación necesaria al personal de las brigadas de mediciones, programando cursos teórico-prácticos previos al inicio de la actividad y con reciclajes periódicos. Además, es indispensable una adecuada y continua supervisión en la obra por el jefe del proyecto y el residente.

Para asegurar la oportunidad, la brigada de medición realizará su trabajo con la frecuencia establecida por el jefe del proyecto en el *Programa de mediciones*, y procederá a la captura de los datos obtenidos en medios electrónicos para su proceso el mismo día en que se obtengan. El residente o la persona designada por él, realizará la revisión de los datos capturados e integrará un informe con la frecuencia fijada para cada etapa de la obra. Esta frecuencia podrá ser diaria, semanal, catorcenal, mensual, o con la periodicidad particular que se establezca en el *Proyecto de instrumentación*.

La frecuencia de medición depende de: la variable a ser medida, la velocidad de variación de los parámetros (carga hidráulica, temperatura, etc.) que influyen en las variables a ser medidas, la fase de vida de la estructura, la sensibilidad del instrumento de medición, y de los requisitos específicos (estudios especiales, regulaciones particulares emitidas por las autoridades, posible ocurrencia de situaciones anómalas, etc.). En general, la frecuencia de medición debe ser consistente con intervalos de tiempo durante los cuales pueden ocurrir variaciones significativas en las variables que se controlan y que pueden detectarse con los instrumentos instalados.

El residente emitirá un informe de mediciones y lo enviará con toda oportunidad, junto con los archivos de datos a los técnicos o ingenieros encargados del proceso y análisis.

El informe de mediciones deberá incluir toda la información de las mediciones realizadas en el periodo que cubre, y un reporte del estado de los aparatos y estaciones de medición, incluyendo las causas que impidieron o afectaron alguna medición. Esto facilita el proceso y análisis de la información y también permitirá programar actividades de conservación.

Es necesario monitorear los niveles piezométricos del terreno y la actividad sísmica en el sitio antes de la construcción y primer llenado de un embalse para establecer las bases de referencia para valorar los efectos de las cargas hidráulicas y sísmicas sobre la estructura y su entorno.

Igualmente, es necesario obtener las mediciones base o de comparación para todos los instrumentos de manera que los resultados sean significativos de cada etapa de la obra, de acuerdo con lo que se haya definido en el *Proyecto de instrumentación*.

### 16.3.5 Proceso de datos

El proceso de la información de campo consiste en realizar todos los cálculos numéricos que se requieran para obtener el valor de las variables que se controlan, elaborar las gráficas que presenten con claridad esos valores y sus tendencias, de acuerdo con los procedimientos específicos elaborados para este fin, y emitir un informe para su análisis y consulta. El informe deberá incluir toda la información disponible de manera que se facilite el trabajo de análisis, y deberá incluir las gráficas que muestren la evolución de las variables que se controlan y sus cambios con respecto al tiempo o a otra variable.

Con objeto de preservar y facilitar la consulta del enorme y valioso volumen de datos de medición que se generan, se utilizará una base de datos organizada en equipos de cómputo. Para tener éxito en esta actividad, se requiere un diseño adecuado de la base de datos, estableciendo sus protecciones, permisos de acceso y respaldos periódicos de la información, además del óptimo aprovechamiento de los equipos y recursos humanos.

Una dificultad que surge durante el proceso es el creciente volumen de trabajo, ya que para el caso de una presa o estructura compleja se maneja un volumen considerable de información que no cesa de aumentar llegando a abrumar a los responsables de la tarea, y esto puede entorpecer o introducir errores en el proceso; por lo que el jefe del proyecto de instrumentación deberá prever la magnitud de la carga de trabajo para programar y proporcionar los recursos necesarios, de manera que en ningún momento se pierda la *confiabilidad* ni la *oportunidad* de los resultados.

### 16.3.6 Análisis de resultados

El análisis de los resultados de las mediciones es muy importante y tiene como fin alcanzar los objetivos planteados en el *Proyecto de instrumentación*. La evaluación del comportamiento estructural de una presa y su cimentación se basa principalmente en los resultados del análisis de las mediciones instrumentales expresado en términos de los valores de los diversos parámetros que se controlan, tales como: los desplazamientos de la presa, los asentamientos, las filtraciones, etc.; así como en los resultados de las inspecciones a la obra. Como producto de esta etapa se emitirá un *Informe de comportamiento*.

Los trabajos de análisis del comportamiento deben ser realizados inmediatamente que se reciben los resultados instrumentales, para obtener el máximo beneficio y no dejar información sin analizar hasta que se vuelve obsoleta por la obtención de nuevos datos. De la oportunidad de los análisis de comportamiento y la emisión del informe de comportamiento correspondiente, dependerá la efectividad de las acciones que se realicen para prevenir o corregir las anomalías que se detecten; además de permitir ejercer un adecuado control en beneficio de la seguridad de las obras.

Para los trabajos de análisis e interpretación de las mediciones debe contarse con los siguientes documentos:

- a) La *Memoria técnica de la obra*.
- b) El *Proyecto de instrumentación*.
- c) La *Memoria de instrumentación*.
- d) Los informes de las inspecciones realizadas.
- e) Los informes de medición y de proceso de datos.
- f) Los informes comportamiento previos

La *Memoria técnica de la obra* es un documento que integra la información topográfica y geométrica de la presa; así como también el avance de la construcción real y toda la información relevante, incidentes y problemas ocurridos durante la construcción.

El *Proyecto de instrumentación* y la *Memoria de instrumentación*, ya se describieron antes.

La inspección de una presa y sus estructuras auxiliares es una parte esencial de la evaluación de la seguridad de la obra, ya que permite obtener información cualitativa que complementa la obtenida con las mediciones, permitiendo al ingeniero tener una

visión de conjunto, situarse en el contexto real de los problemas, ponderar y validar los resultados de las mediciones, detectar anomalías o cambios no registrados con la instrumentación, detectar factores que afectan alguna medición o el correcto funcionamiento de algún instrumento, detectar necesidades de trabajos de conservación preventiva o correctiva en la obra, o ponderar su eficacia.

La inspección de estructuras deberá ser realizada por un ingeniero capacitado, quien deberá elaborar un programa de inspección de acuerdo con las características y magnitud de cada obra. Se debe identificar cualquier evidencia de desplazamientos, grietas, sumideros, manantiales, áreas húmedas, filtraciones, arrastre de finos, erosión superficial, madrigueras de animales, vegetación, etc. Como resultado se emitirá un *Informe de inspección*.

Los informes comportamiento previos permiten conocer en muy poco tiempo el desempeño que ha tenido la obra durante toda su vida útil, además de identificar, ratificar o descartar tendencias de comportamiento, hacer el seguimiento de las anomalías detectadas y ponderar su importancia, normar criterios y, también, facilitar la toma de decisiones.

El análisis y evaluación de datos de las mediciones en la instrumentación de presas se basa en:

- La comparación entre los valores medidos de las variables que determinan el comportamiento de la presa (esfuerzos, deformaciones, filtraciones, etc.) contra los valores esperados con base en los cálculos de diseño. Valores similares indican un comportamiento normal y desviaciones significativas entre los valores medidos y los calculados, indican consideraciones erróneas de diseño o comportamiento crítico de la presa, que pueden resultar en un incidente, accidente o falla.
- La variación de los valores medidos en función del tiempo. Valores constantes o linealmente variables, en relación con el incremento de cargas causado por la construcción o el llenado del embalse, indican un comportamiento normal de la presa. Valores variables en una forma no lineal y que no puedan ser explicados por la ocurrencia de eventos específicos, normalmente tienen que ser considerados como críticos y se requiere realizar acciones preventivas o correctivas. Para la evaluación de algunos valores variables en función del tiempo, un incremento nominal del valor frecuentemente no es de importancia pero debe hacerse una verificación y proseguir con un seguimiento detallado.

La evaluación detallada del comportamiento de una presa debe realizarse por un ingeniero especializado que conozca los objetivos del sistema de auscultación; el

funcionamiento, tolerancias y limitaciones de cada instrumento; el comportamiento esperado de las estructuras auscultadas; y el impacto de las mediciones fuera de los límites de plausibilidad. Si no se cubren estos requisitos, los análisis de comportamiento pueden conducir a conclusiones inexactas y recomendaciones inadecuadas.

Como resultado del análisis, el ingeniero encargado emitirá un informe que reporte los valores de las variables que se controlan, reporte y evalúe tendencias, detecte posibles anomalías, evalúe el estado de la instrumentación, reporte el comportamiento de la estructura, detecte posibles necesidades de medición adicional, y emita un dictamen razonado sobre la seguridad de la obra.

Es conveniente subrayar la importancia que tiene contar con ingenieros experimentados en el trabajo de análisis del comportamiento, ya que la calidad de los resultados del análisis y las conclusiones correspondientes serán proporcionales a sus conocimientos, capacidades, experiencia y dedicación.

#### ***16.4 Tipos de instrumentos y principios de funcionamiento***

El desarrollo de los aparatos de medición para la auscultación de presas inicia principalmente con los trabajos de investigación relacionados con el estudio de incidentes, accidentes y fallas de presas, y cobra impulso con el surgimiento del método de observación, promovido por Ralph B. Peck para el avance del estado del conocimiento en geotecnia.

Al inicio, los instrumentos fueron diseñados y manufacturados por instituciones de investigación y por ingenieros especializados de instituciones gubernamentales o privadas. Posteriormente, particulares inician la fabricación y comercialización de instrumentos, copiando y, posteriormente, desarrollando sus propios diseños, de manera que actualmente es posible obtener en el mercado la mayor parte de los instrumentos requeridos en un sistema de auscultación. En casos en los que no exista un instrumento comercial adecuado para el objetivo o las condiciones de la medición, deben adaptarse o fabricarse nuevos instrumentos.

Aquí no se describen todos los instrumentos que existen en el mercado, sino sólo aquéllos que se consideran básicos para tomarse en cuenta durante el proceso de diseño de un sistema de auscultación para presas de materiales térreos; por lo que para cada diseño el ingeniero deberá consultar los catálogos y manuales de los fabricantes para conocer los detalles y características de un determinado aparato, antes de decidir su utilización en un proyecto dado.

### 16.4.1 Características de un buen instrumento

Debe considerarse que la característica principal que debe tener un instrumento sobre cualquier otra es la *confiabilidad*, es decir, que se deben utilizar instrumentos que proporcionen información veraz y se tenga la seguridad de su buen funcionamiento.

Inherentes a la confiabilidad están las siguientes características:

- Máxima simplicidad de funcionamiento.
- Repetibilidad.
- Precisión y estabilidad en las lecturas.
- Durabilidad.

Otras características que debe cubrir un buen instrumento son las siguientes:

- Buena resolución y facilidad de lectura.
- Mínima interferencia con el sitio.
- Robustez para su manejo en obra.
- Resistencia al medio ambiente hostil donde serán instalados.
- Facilidad para calibrar y verificar su funcionamiento.
- Facilidad de instalación.
- Poco sensible a efectos del tiempo.

### 16.4.2 Transductores

Cualquier instrumento por simple o complejo que sea está integrado por tres componentes básicos conectados en serie: el sensor, el medio de conducción de la señal y la carátula o pantalla de lectura.

El sensor capta el cambio de la variable medida y a través de un transductor se genera una señal que es conducida hasta un dispositivo que permite leerla o registrarla.

Un transductor es un dispositivo que convierte un cambio físico en la correspondiente señal de salida. Existen diversos tipos de transductores, y en orden decreciente en simplicidad y confiabilidad, se pueden agrupar en los siguientes:

- Ópticos.
- Mecánicos.

- Hidráulicos.
- Eléctricos.
- Neumáticos.

En los últimos años, los transductores eléctricos han sido mejorados y han permitido la automatización de la instrumentación al transmitir la señal a relativamente grandes distancias, por lo que son ampliamente utilizados.

### ***16.4.3 Instrumentos para medir niveles y presiones de agua***

Los instrumentos que se utilizan para medir niveles y presiones de agua se denominan piezómetros.

Las aplicaciones de los piezómetros caen en dos categorías generales: para conocer el patrón de flujo de agua dentro de la masa de suelo o roca; y para proporcionar un índice de la resistencia o estabilidad de una masa de suelo o roca (esfuerzos efectivos, subpresiones, etc.); por lo que la medición del nivel o presión del agua es un aspecto de gran importancia en geotecnia.

Los piezómetros pueden agruparse en los que tienen un diafragma entre el transductor y el agua, y en los que no lo tienen. Los instrumentos del primer grupo tienen transductores neumáticos o eléctricos; los segundos son del tipo cuerda vibrante, de resistencia o de *strain gages*. Entre los aparatos del segundo grupo están los pozos de observación y los piezómetros abiertos.

**Pozos de observación.** Consiste en una sección de tubo ranurado llamado bulbo, unido a otras secciones de tubo que suben hasta la superficie, instalados en un barreno que se rellena con arena. En la superficie se construye un tapón, generalmente con mortero de cemento para evitar que agua superficial entre al barreno y el nivel del agua se determina utilizando una sonda eléctrica. La sonda eléctrica consiste en una barra delgada de plomo unida en la punta de un cable duplex acotado, que al entrar en contacto con el agua cierra un circuito eléctrico, lo que se detecta desde el exterior por medio de un amperímetro, un foco o un timbre, pudiendo medir la profundidad del agua en el tubo. Los pozos de observación se utilizan para conocer los niveles freáticos del terreno, pero pueden crear una conexión vertical indeseable entre estratos, drenando mantos colgados o conectando acuíferos a presión, por lo que las mediciones pudieran ser poco significativas.

**Piezómetros abiertos.** Un piezómetro abierto (figura 16.1) es similar a los pozos de observación, excepto que se forma una cámara piezométrica sellando el barreno a una cierta altura del bulbo. El sello debe ser efectivo para garantizar que el instrumento sólo responda al nivel o presión del agua en la zona de la cámara piezométrica; esto se logra normalmente utilizando sellos de bentonita y lechadas estables de cemento. El resto del barreno se rellena usualmente con arena en el caso de suelos, o con mortero de cemento en el caso de rocas. Aunque este tipo de piezómetro no resulta satisfactorio en suelos con coeficientes de permeabilidad muy bajos debido al tiempo hidrodinámico de retraso (*hydrodynamic time lag*), ni en suelos parcialmente saturados debido a la dificultad para evaluar el significado de la carga medida; la simplicidad, robustez y confiabilidad del instrumento lo hacen el más utilizado de todos. El piezómetro abierto también se conoce como tipo Casagrande, ya que fue introducido por ese notable investigador, aunque en el diseño original se utilizó una piedra porosa en el bulbo en vez de tubería ranurada.

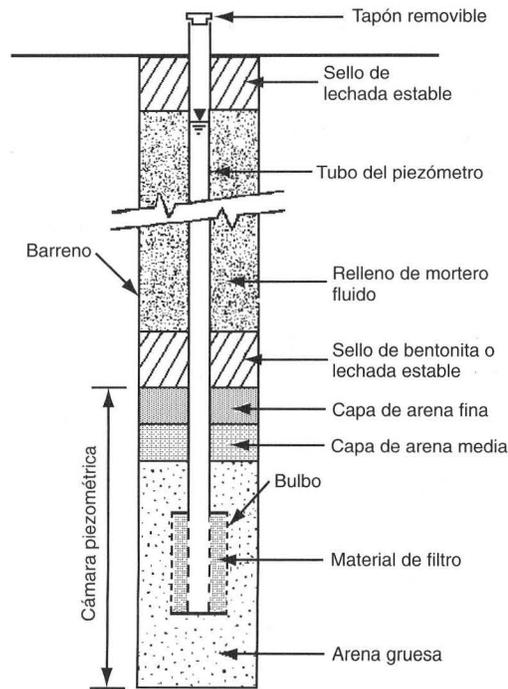


Figura 16.1 Esquema de los componentes de un piezómetro abierto.

**Piezómetros de cuerda vibrante.** Son aparatos que utilizan un transductor de cuerda vibrante en los que un extremo está sujeto a una membrana metálica (figuras 16.2 y 16.3). La presión del agua causa un cambio en la deflexión de la membrana, lo que provoca a su vez un cambio en la tensión de la cuerda que puede ser medido al medir su frecuencia de vibración. Este tipo de instrumento está bien adaptado para la obtención de datos confiables de gran precisión a corto y mediano plazos, pero se requiere de protección adecuada contra voltajes transitorios.

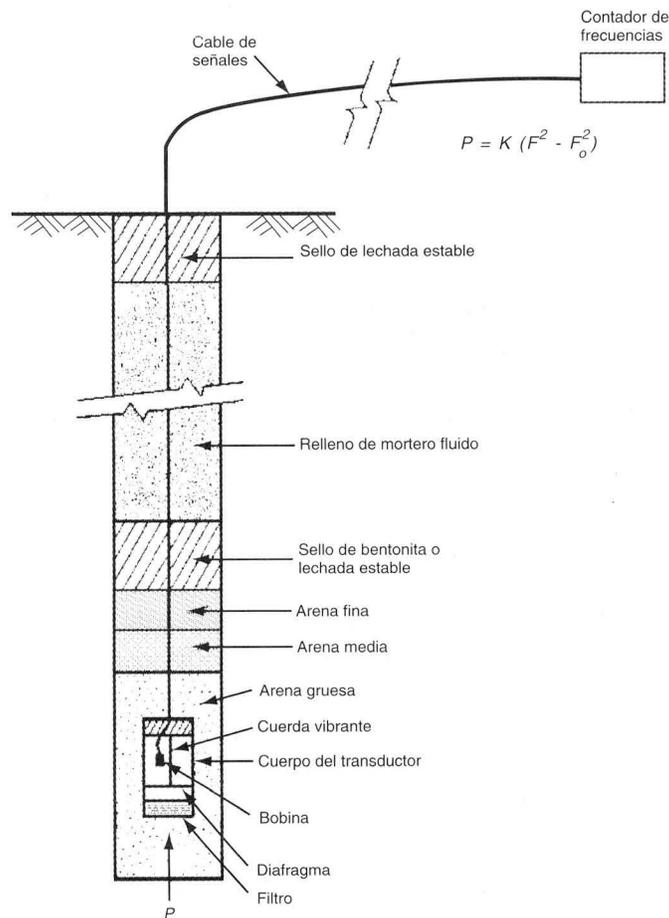


Figura 16.2 Esquema de un piezómetro eléctrico con transductor de cuerda vibrante.

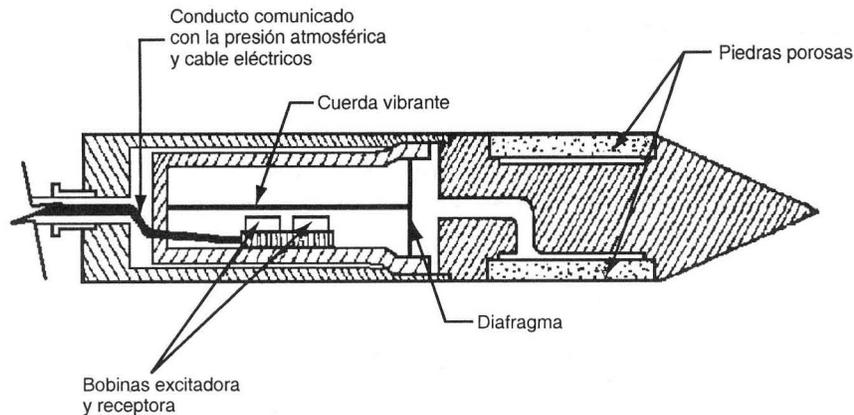


Figura 16.3 Esquema de un piezómetro eléctrico de cuerda vibrante del tipo hincable.

**Piezómetros de resistencia eléctrica.** Estos aparatos utilizan un transductor de resistencia, pegada o no (*strain gages* o Carlson), ligado a un diafragma flexible (figura 16.4). Su utilización implica verificaciones del cero y calibraciones periódicas, pero este tipo de piezómetros es el único capaz de medir las presiones de poro que varían con alta frecuencia dinámica, tal como ocurre en sismos o con el hincado de pilotes en la vecindad del aparato. Además, debe recordarse que todos los piezómetros de tipo eléctrico son preferibles cuando se requiere un sistema automatizado de medición. Todos los piezómetros con transductor eléctrico pueden instalarse en un barreno o dentro del cuerpo de una estructura térrea y también requieren protección contra voltajes transitorios.

Cuando se instalen piezómetros dentro de barrenos en terreno natural, deben ubicarse preferentemente las cámaras piezométricas en estratos permeables (suelos) o zonas de discontinuidades (rocas), de manera que se tenga posibilidad de medir niveles o presiones de agua. Además, con el fin de realizar un análisis racional de los resultados, es conveniente hacer pruebas de permeabilidad en los barrenos antes de la instalación y de funcionamiento de los instrumentos después de instalados.

#### 16.4.4 Instrumentos para la medición de filtraciones

La medición de filtraciones es uno de los aspectos más importantes para evaluar el comportamiento global de una presa. Es importante ubicar el sitio donde afloran,

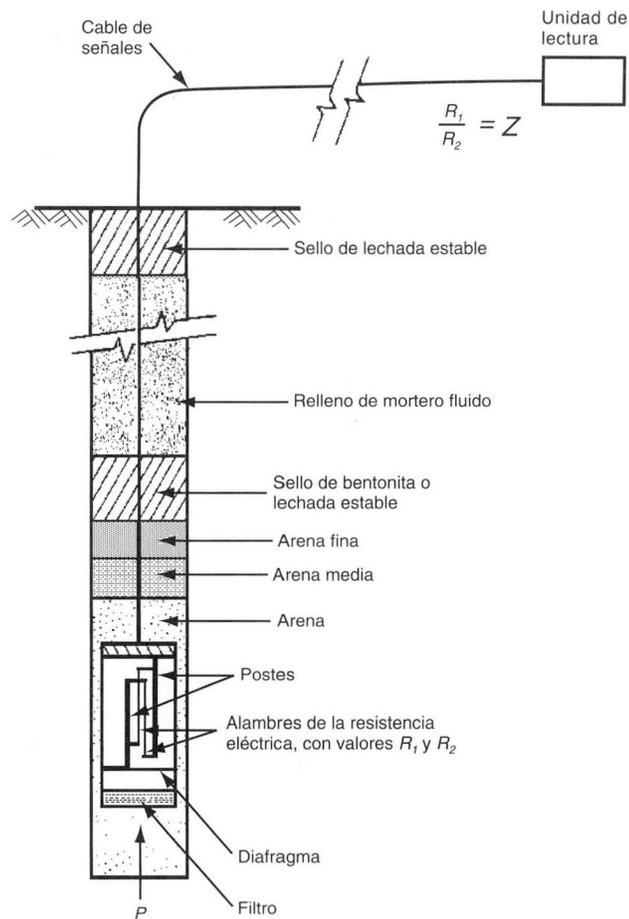


Figura 16.4 Esquema de un piezómetro eléctrico con transductor de resistencia tipo Carlson.

cuantificar el caudal y conocer su evolución con el tiempo, observar la coloración y posible arrastre de partículas finas.

**Cronómetro y bureta.** Cuando el caudal es pequeño (menor de 10 L/min), como ocurre usualmente en barrenos de drenaje dentro de una galería, un método adecuado para medirlo es utilizando un recipiente de volumen conocido y medir el tiempo en que se llena. El caudal se obtiene del cociente volumen entre tiempo.

**Dispositivo de aforo.** Cuando el caudal es mayor de 10 L/min, se pueden utilizar diversos dispositivos de aforo, siendo el más usado el vertedor de placa con escotadura triangular (figura 16.5), y para gastos superiores a los 250 L/min, el vertedor de placa rectangular. Para conocer el caudal, se mide la altura del tirante sobre el vértice de la escotadura triangular o sobre el borde inferior en el caso del rectangular, a una distancia de dos a tres veces la altura de la escotadura, para evitar la contracción de la vena líquida. Además, el flujo debe ser laminar, por lo que se construyen muros ahuecados para eliminar o reducir la turbulencia. Para el cálculo se utilizan las siguientes expresiones:

$$\text{Vertedor triangular: } Q = 1336.93 H^{2.48} \quad (\text{L/s}) \quad (16.1)$$

$$\text{Vertedor rectangular: } Q = 1859.0 B H^{1.5} \quad (\text{L/s}) \quad (16.2)$$

donde H (altura de la escotadura) y B (ancho del vertedor rectangular) están en metros.

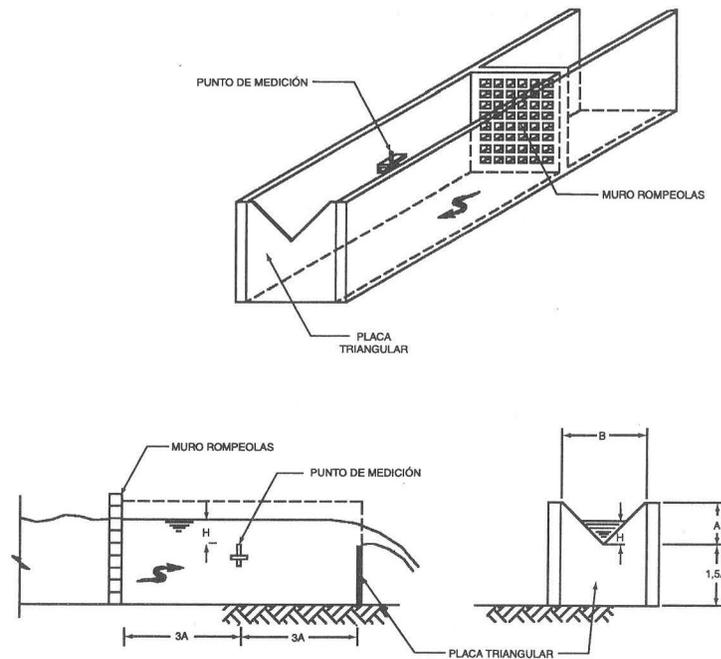


Figura 16.5 Esquema de un dispositivo de aforo de placa triangular.

### 16.4.5 Instrumentos para medir desplazamientos

La medición de movimientos del terreno, cimentaciones y estructuras térreas, está dirigida a conocer con precisión los desplazamientos horizontales, cambios de posición o de dimensión, distorsiones y giros que pudieran dar lugar a inestabilidad, pérdida de bordo libre, formación de grietas, concentraciones de esfuerzos y otros comportamientos indeseables. Los desplazamientos pueden medirse superficialmente por medio de aparatos, referencias y procedimientos topográficos (inciso 16.4.9), e internamente mediante sondas que se introducen en tuberías especiales (inclinómetros). Para todas las mediciones de deformación es fundamental establecer una base fija de referencia para poder conocer los movimientos absolutos.

**Inclinómetros.** Es uno de los aparatos más usados para medir desplazamientos de una masa de suelo o roca (figura 16.6), ya que permite conocer los desplazamientos o deformaciones normales al eje de una tubería guía mediante el paso de una sonda por ella. La sonda contiene un transductor diseñado para medir la inclinación con respecto a la vertical y la tubería guía puede ser instalada en un barreno o en un relleno. También es posible hacer mediciones en tuberías guía horizontales o inclinadas, adaptando la posición de los transductores dentro de la sonda. Los inclinómetros tienen cuatro componentes principales:

- Una tubería guía permanentemente instalada, hecha de aluminio, plástico ABS o fibra de vidrio, que tiene cuatro ranuras longitudinales alineadas en dos planos ortogonales que permiten guiar a la sonda. La tubería se instala lo más vertical posible.
- Una sonda portátil que contiene al transductor. El transductor más usado y preciso es el acelerómetro de balanza de fuerza, pero también se encuentran de cuerda vibrante, de nivel electrolítico, de *strain gages* y de resistencia variable.
- Una unidad de lectura portátil para el suministro de energía y para realizar la medición.
- Un cable eléctrico graduado y reforzado que liga la sonda con la unidad de lectura y también permite bajar o subir la sonda dentro del ademe para controlar con precisión la profundidad de medición.

Después de que se instala la tubería, se baja la sonda hasta el fondo y se hace una lectura de la inclinación. Después se sube la sonda a intervalos fijos, usualmente iguales, y se miden las inclinaciones en cada punto hasta llegar a la superficie. La integración

de las inclinaciones de todos los puntos define la geometría de la tubería, mientras que las diferencias entre el sondeo actual y el inicial o el considerado base definen el cambio en la geometría de la tubería y, por consiguiente, los desplazamientos.

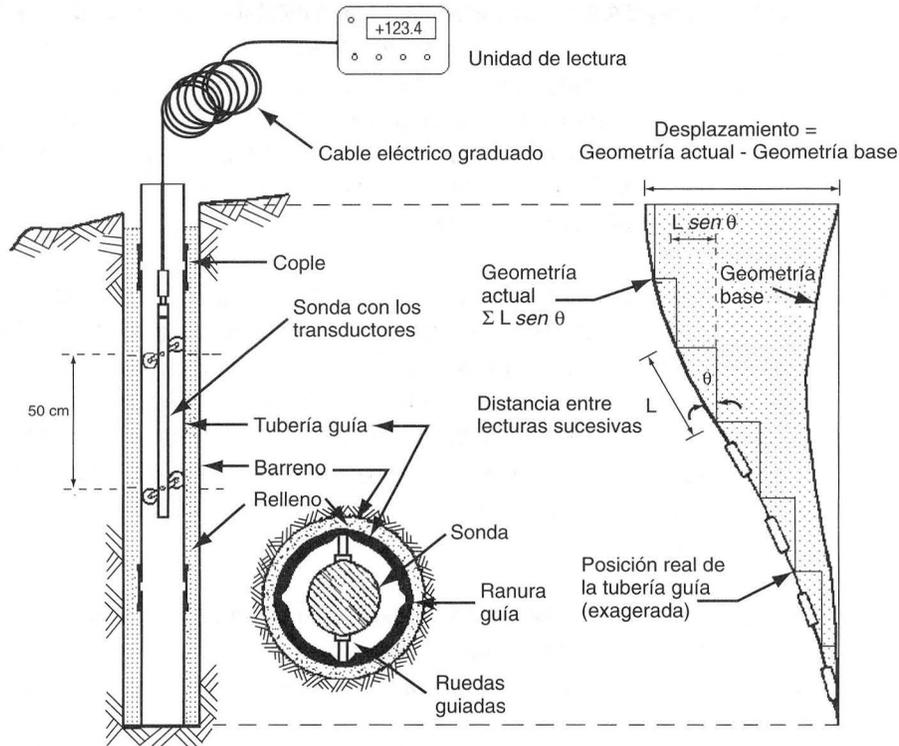


Figura 16.6 Esquema de los componentes y principio de medición de un inclinómetro.

### 16.4.6 Instrumentos para medir asentamientos

Una variable de gran importancia en geotecnia son los asentamientos o bufamientos (desplazamientos verticales) de una estructura térrea o cimentación. En general, pueden medirse superficialmente mediante técnicas topográficas (ver el inciso 16.4.9) o internamente mediante sondas, celdas hidráulicas de asentamiento y otros dispositivos.

**Placas de asentamiento.** Consiste en una placa metálica con una barra o tubo fijado en el centro y aislada del material del terraplén con un tubo telescópico o una tubería flexible de polietileno corrugado de mayor diámetro. La placa se coloca a la elevación en que se desea medir el asentamiento y se agregan secciones de barra y tubos a medida que avanza la construcción. El asentamiento de la placa se determina por nivelación topográfica de la parte superior de la barra o tubo ligado a ella.

**Deformómetros (*Crossarm*).** Este aparato fue desarrollado por el *Bureau of Reclamation* de los EUA como una variante de la placa de asentamiento (figura 16.7), y consiste en tubería telescopiada de acero en la que se fija un perfil también de acero (generalmente canal de 7.5 a 10 cm de peralte) transversalmente a cada tramo de tubo. Los perfiles transversales (*Crossarm*) aseguran que los tubos se mueven la misma cantidad que la compresión del relleno. El asentamiento de cada tramo de tubo se encuentra trasladando su elevación a la superficie con una cinta de acero graduada, la que se hace descender dentro de la columna de tubos y cuya punta está fija a una sonda de asentamientos. La sonda consiste en un torpedo cilíndrico con dos aletas retráctiles a los lados, las cuales se mantienen abiertas mientras se baja la sonda para atorar en la parte inferior de cada tubo y conocer su posición. Las aletas se pueden cerrar mediante un sistema de pistón al llegar la sonda al fondo de los tubos, permitiendo que sea extraída. También puede usarse una sonda de gancho ligada a una cinta topográfica.

**Inclinómetros.** De manera similar a los deformómetros es posible introducir una sonda de asentamientos en los tubos telescopiados de inclinómetro para medir la elevación de la parte inferior de cada tubo de la tubería guía. En este caso, los tubos se asientan por fricción con el material del relleno.

**Sondas de inducción.** Otro tipo de dispositivo para medir asentamientos con sonda está formado por una tubería flexible de polietileno corrugado, dentro de la cual se instala una tubería rígida de ABS o PVC (figura 16.8). En la tubería flexible se instalan discos o tiras metálicas a distintas elevaciones con espaciamientos regulares y sigue el movimiento del relleno. En la tubería rígida se introduce una sonda de inducción magnética que funciona como detector de metales y permite medir la posición de los discos con una cinta graduada.

**Celdas hidráulicas de asentamiento.** La posición de un punto dentro del terraplén de una presa se puede trasladar horizontalmente a un lugar conveniente fuera de la

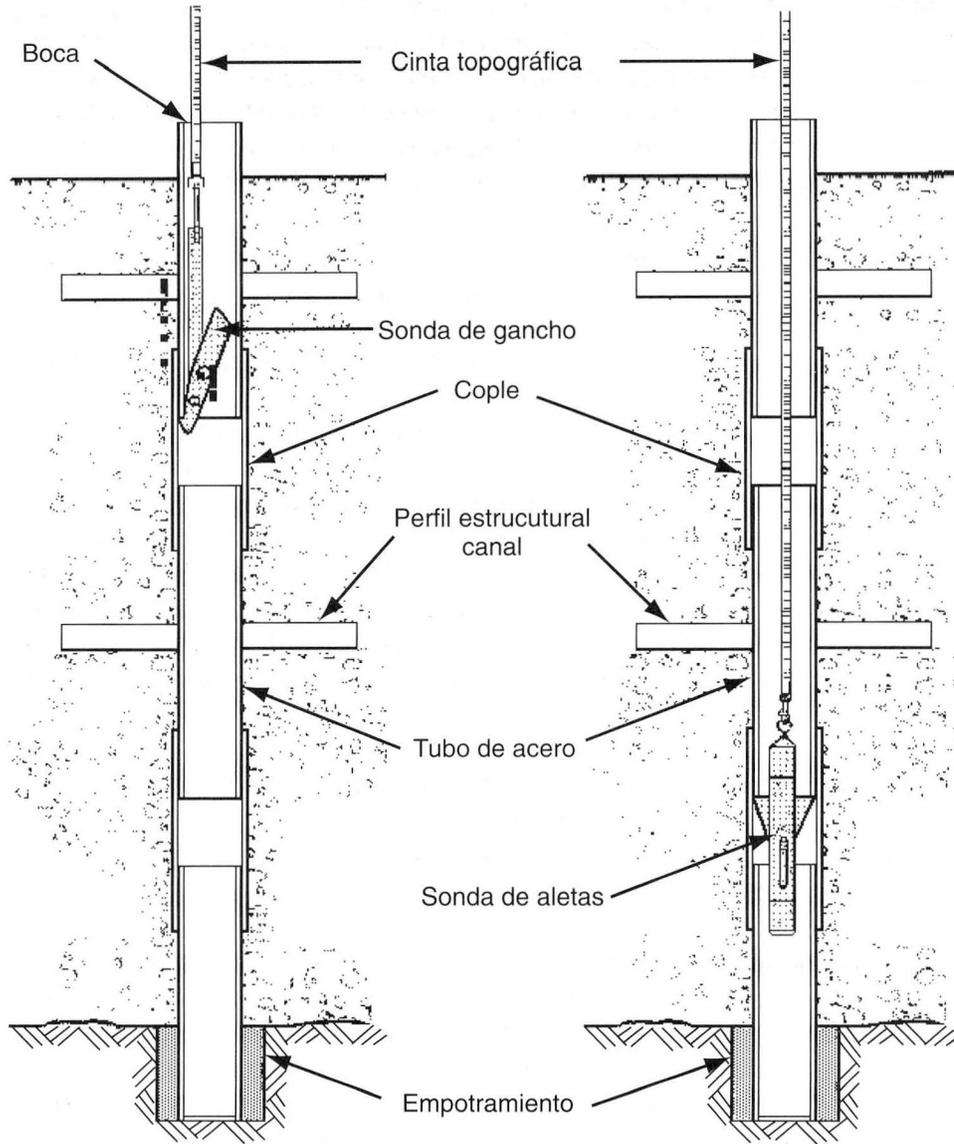


Figura 16.7 Esquema de los componentes de un deformómetro.

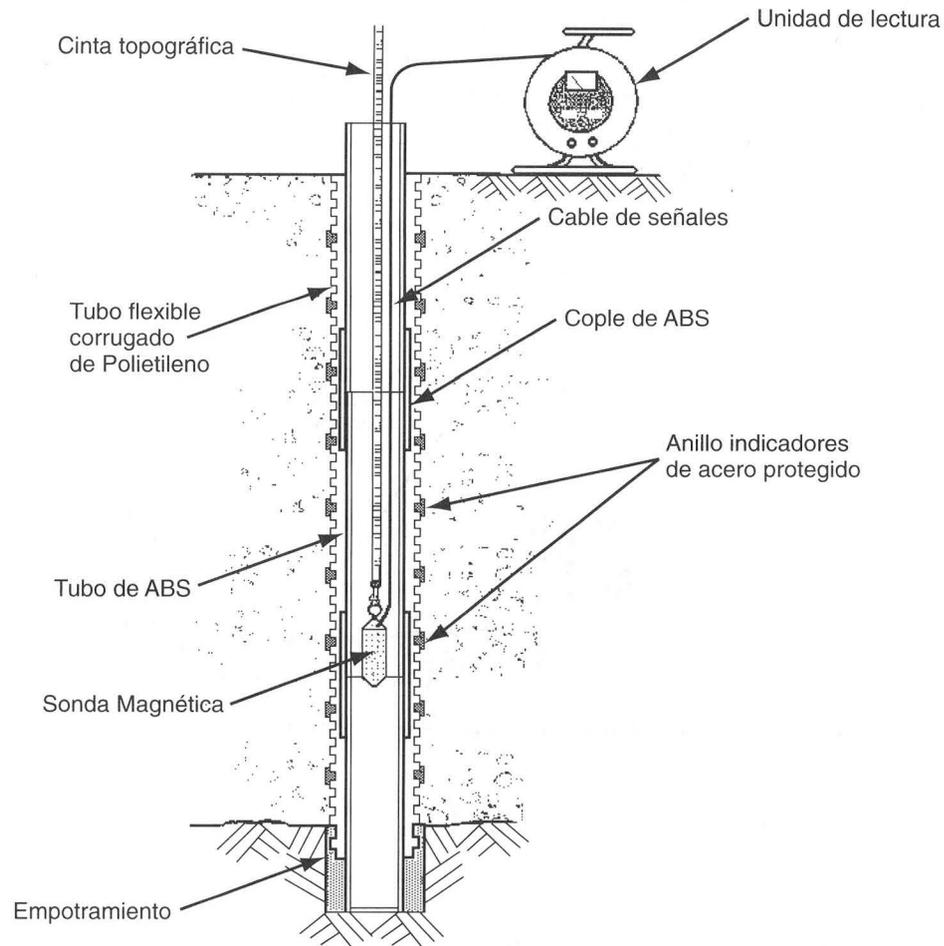


Figura 16.8 Esquema de los componentes para la medición de asentamientos con sonda magnética.

estructura, mediante un nivel de manguera dotado de un dispositivo de derrame (vertedor) (figura 16.9). El nivel de agua necesario para hacer que el agua derrame se mide con precisión en una bureta a partir de un punto de elevación conocida, calculando la elevación del dispositivo. Es necesario contar con un tubo que comunique la presión atmosférica al dispositivo y un tubo de drenaje para desalojar el agua que se derrama.

La altura de la bureta en la estación de medición debe ser lo suficientemente alta para cubrir el asentamiento anticipado del vertedor. Si la estación de medición se encuentra sobre el cuerpo de la presa, deberán realizarse nivelaciones topográficas para conocer la cota del punto de referencia de la bureta cada vez que se realice la medición. El diámetro de la manguera debe seleccionarse de manera que se reduzca la entrada de burbujas de aire y utilizar agua desaireada. Este dispositivo es muy sencillo y permite alcanzar buena sensibilidad.

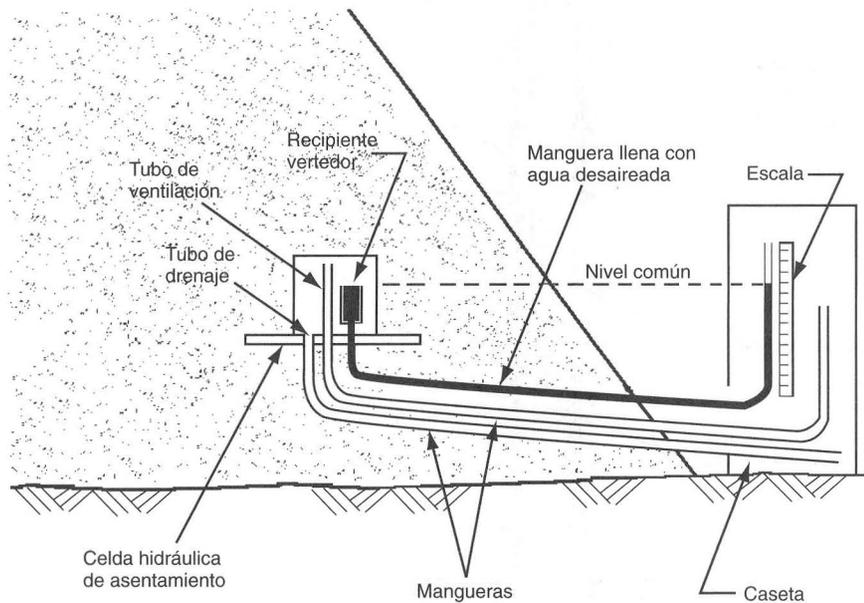


Figura 16.9 Esquema de los componentes y principio de medición de los niveles hidráulicos de asentamiento.

#### 16.4.7 Instrumentos para medir esfuerzos

La estimación correcta de los esfuerzos en una masa de suelo o roca, los cambios en el estado de esfuerzos causados por actividades de construcción, excavación y aplicación

de cargas, es un aspecto crítico en la ingeniería de diseño. Las mediciones de esfuerzos totales en suelos son necesarias para obtener los esfuerzos efectivos y así poder estimar la magnitud y dirección de los esfuerzos principales dentro de un terraplén y calcular, por ejemplo, la resistencia al fracturamiento hidráulico.

En mecánica de suelos, los esfuerzos son simplemente un concepto de fuerza por unidad de área y el vector esfuerzo en un *punto* se descompone en sus componentes *promedio*, tanto de esfuerzo normal como cortante, por lo que se debe garantizar que el instrumento registre el esfuerzo promedio actuante.

Sin embargo, la medición de esta variable es difícil y la precisión de los valores medidos depende de las características de los instrumentos, del método de instalación y de las propiedades de los materiales donde se colocan. Si se toman en cuenta los factores que afectan la precisión de las mediciones de esfuerzos y los instrumentos se instalan de acuerdo con los procedimientos idóneos, se pueden reducir los errores a 10 o 20%; en caso contrario, las mediciones pueden ser poco confiables y alejadas de la realidad. Es un hecho conocido que uno de los factores más importantes que afectan la medición es la rigidez relativa entre el instrumento y el suelo en el cual se coloca (error de conformabilidad), ya que en general el esfuerzo que registra un aparato no es igual al esfuerzo que hubiera existido en ese punto si el aparato no estuviera presente; además, es difícil, por no decir imposible, colocar el relleno de suelo alrededor de la celda en forma tal que tenga las mismas propiedades que el resto del terraplén o suelo, cuando más se puede labrar en el material térreo el asiento de la celda en una cara, pero la otra tendrá que ser cubierta con el mismo material compactado cuidadosamente.

En general, los factores que afectan las mediciones de esfuerzos se pueden agrupar de la siguiente manera:

- Propiedades y geometría del instrumento.
- Propiedades del material dentro del cual se coloca el instrumento.
- Efectos debidos a las condiciones de campo (corrosión, humedad, temperatura, acidez, etc.).
- Efectos debidos a las condiciones de carga (energía de compactación, cargas dinámicas o alternadas, esfuerzos cortantes, concentración de esfuerzos, etc.).

Los instrumentos para medir directamente los esfuerzos en una masa de suelo son las celdas de presión (figura 16.10). En rocas se utiliza generalmente el gato plano y en elementos estructurales las celdas de carga. Indirectamente se utilizan instrumentos que midan deformaciones y se calculan los esfuerzos mediante una ley esfuerzo-deformación, lo cual es muy discutible en el caso de los suelos

Glötzl desarrolló una celda hidráulica muy delgada a base de un sistema cerrado lleno de aceite, que consta esencialmente de dos láminas de acero rectangulares con sus extremos unidos entre sí en forma flexible. El aceite que llena el espacio interior se conecta a un transductor de presión a través de un tramo relativamente corto de tubo, montado en una de las caras de la celda, para que el transductor quede fuera del área de influencia de la medición. El transductor contiene un diafragma de plástico que se opera a través de dos mangueras también llenas de aceite que llegan hasta una caseta de medición. El aceite dentro de la celda se precarga ligeramente para mantener el diafragma en posición cerrada. Para tomar lecturas se aumenta la presión del aceite inyectando un volumen pequeño y constante en uno de los tubos, hasta que sea suficiente para empujar el diafragma y permitir que el aceite regrese por el otro lado. Cuando esto sucede, se suspende la inyección y el aceite regresa hasta que el diafragma obtura nuevamente el tubo de retorno. En ese momento, la presión del aceite en el tubo de entrada es igual a la que actúa sobre la celda y es medida en la caseta de medición.

Con base en el diseño de la celda Glötzl se han desarrollado otras celdas, generalmente de sección circular y variando el transductor. Así, las celdas de presión que se encuentran en el mercado tienen transductores neumáticos o eléctricos, y estos últimos a base de cuerda vibrante, *strain gages* o resistencia, pero en todos los casos operan bajo el principio de la deflexión de un diafragma delgado al estar sometido a la presión transmitida por el suelo, la roca o la superestructura.

### **16.4.8 Instrumentos para medir deformaciones**

Durante la construcción de una cimentación, terraplén, presa, túnel o excavación, tienen lugar deformaciones internas debidas a cambios en los esfuerzos totales y las presiones de poro, así como a flujos plásticos o viscosos, o a otros efectos reológicos en el tiempo. La magnitud, velocidad y dirección del movimiento en un cierto punto dentro de la masa de suelo o roca, pueden variar durante las distintas etapas de construcción como respuesta a la variación de las cargas a que está sometida y a la presencia de flujo de agua.

La medición de movimientos del terreno, de cimentaciones y de estructuras térrreas está dirigida a conocer con precisión los asentamientos (o bufamientos), desplazamientos laterales, cambios de posición y de dimensión. Las mediciones de deformación están relacionadas con cuatro aspectos principales: desarrollo de grietas, inestabilidad debida a esfuerzos cortantes, pérdida de bordo libre en presas y, en general, para la observación

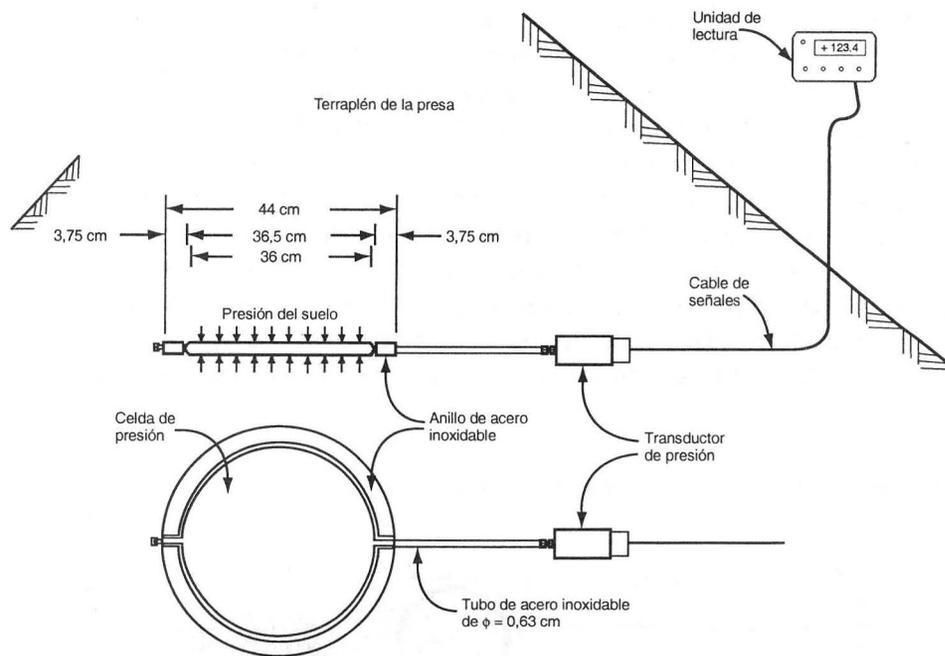


Figura 16.10 Esquema de los componentes de una celda de presión.

del comportamiento de las obras para detectar oportunamente anomalías y evaluar su seguridad.

Existe un amplio conjunto de instrumentos para medir deformaciones en geotecnia y sólo se describirán los más representativos. Los métodos topográficos se comentarán en el inciso 16.4.9.

**Extensómetros de superficie.** Son aparatos que permiten medir el cambio en la distancia entre dos puntos situados en la superficie del terreno, de la estructura o de una excavación (figuras 16.11 y 16.12). Estos aparatos pueden dividirse en dos categorías: medidores de juntas o grietas y medidores de convergencia. Los medidores de juntas o grietas se utilizan típicamente para seguir la evolución y comportamiento de fracturas de tensión en estructuras de concreto y otras, así como también la parte

trasera de taludes, pavimentos o recubrimientos en estructuras subterráneas; y juntas y grietas en roca. Las mediciones de roca fracturada en superficie pueden proporcionar información concerniente al comportamiento en profundidad. Los instrumentos para medir convergencia se utilizan en túneles, excavaciones apuntaladas y minas.

Las grietas se pueden medir con escala graduada, calibrador vernier, cinta de topógrafo, micrómetro y con indicadores de cuadrante. También es posible utilizar extensómetros eléctricos con transductor de resistencia o de cuerda vibrante.

Los extensómetros portátiles se emplean, por ejemplo, para medir los cambios en las dimensiones de una excavación y las deformaciones diametrales en el caso de túneles. Al usar extensómetros portátiles de barras telescópicas, de cinta o de alambre, se colocan puntos de referencia permanentes en los extremos opuestos del claro que se va a medir y el extensómetro se acopla a dichos pernos en el momento de la lectura.

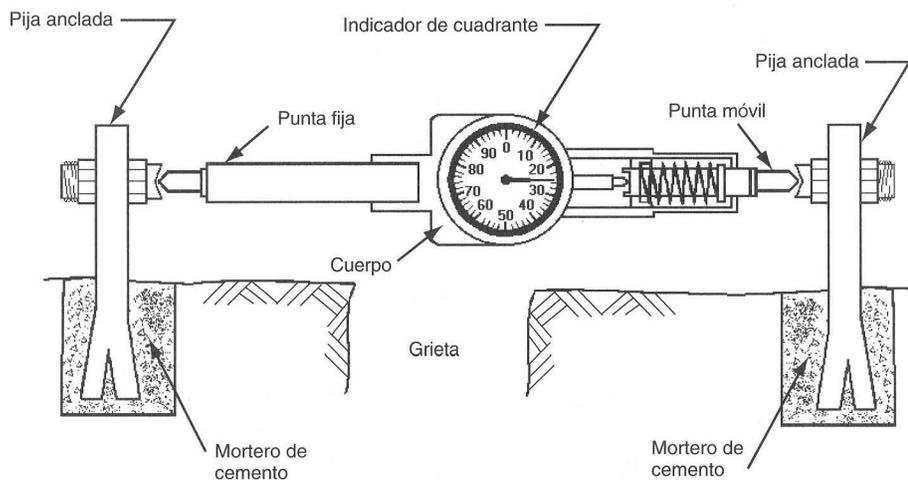


Figura 16.11 Esquema de los componentes de un medidor superficial de juntas o grietas de base larga.

**Extensómetros de placas.** Sirven para medir el cambio de distancia entre dos o más puntos dentro de la masa de suelo, cuya separación inicial se conoce y su aplicación más común es para medir deformaciones unitarias. La precisión y repetibilidad del aparato depende de su carrera y del transductor.

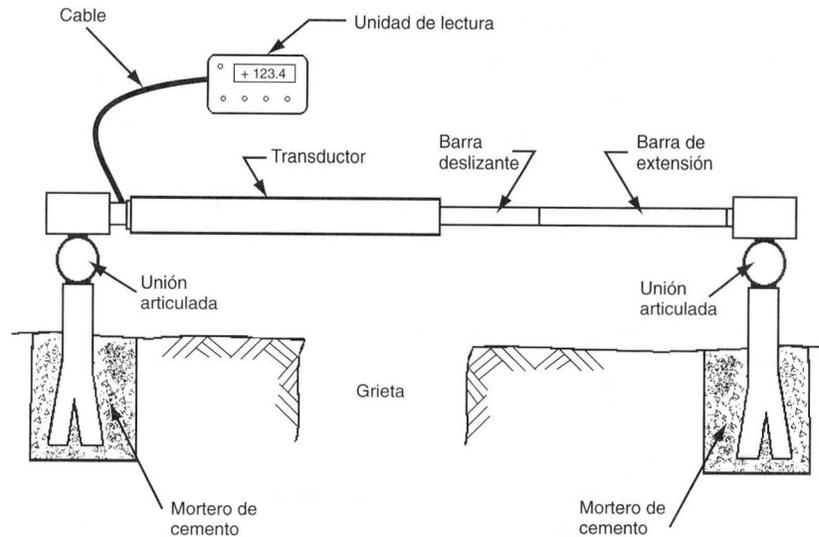


Figura 16.12 Esquema de los componentes de un medidor superficial de juntas o grietas eléctrico.

Los extensómetros de placas (figura 16.13) están formados por un transductor acoplado a una barra fija entre las dos placas de anclaje de los extremos, la barra está protegida por tubos telescópicos para evitar la fricción del suelo y el transductor más comúnmente usado es el potenciómetro eléctrico de movimiento lineal, con un circuito en puente de Wheatstone operado con baterías a distancia. La separación entre placas depende del tipo de suelo y de los movimientos esperados en cada material, a partir de los cuales se fija la carrera del potenciómetro. La precisión con la cual se puede medir el cambio de distancia entre placas es del orden de  $\pm 0.3$  mm y la sensibilidad esperada de los extensómetros es del orden de 0.1% de la carrera del potenciómetro, aunque la repetibilidad y precisión tal vez no sean mayores de 0.5 mm, dependiendo también del tipo de anclaje y del elemento de conexión. Sin embargo, estos valores son en general adecuados ya que, por ejemplo, la deformación horizontal que puede provocar agrietamientos transversales en arcillas es del orden de 0.1 a 0.3 por ciento en extensión. Si la distancia entre placas de anclaje es demasiado corta, las variaciones locales pueden

dar lugar a mediciones no representativas, mientras que para una separación grande se integrarán las variaciones reales en un valor promedio.

Como todos los aparatos eléctricos que son utilizados en geotecnia, debe proyectarse, instalarse, protegerse y conservar con gran cuidado, con el fin de evitar los efectos de las condiciones ambientales adversas y de la presencia de agua. Las partes más vulnerables de un sistema de instrumentación con transductores eléctricos son: el sello contra agua del transductor, el cable transmisor de la señal y las conexiones, por lo que deberá tenerse especial cuidado en protegerlos.

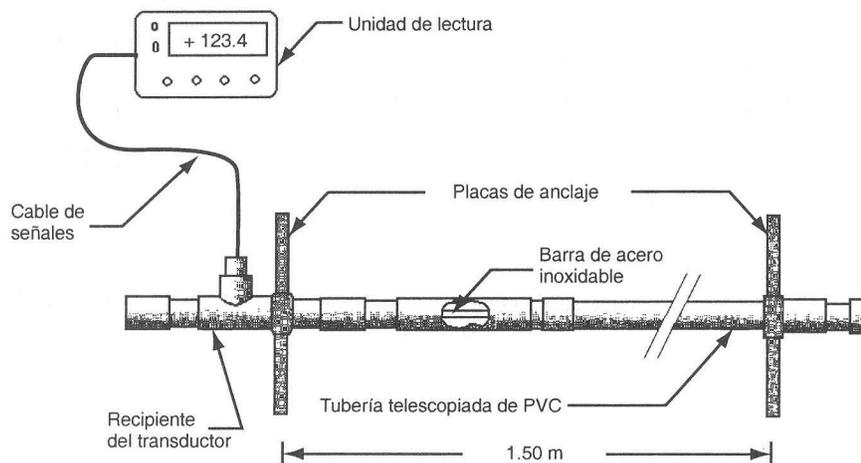


Figura 16.13 Esquema de los componentes de extensómetro de placas.

#### 16.4.9 Instrumentos topográficos

Los procedimientos topográficos son fundamentales para determinar la magnitud y velocidad de desplazamientos laterales y verticales en superficie. En los métodos topográficos la precisión está controlada por la calidad de las técnicas de medición, la precisión de los aparatos y las características de las referencias o puntos medidos. Los aparatos y técnicas topográficas se describen con gran detalle en los libros de topografía, lo que constituye por sí sola una profesión, por lo que aquí sólo se harán comentarios generales sobre unos y otras.

Los instrumentos topográficos comprenden tránsitos, niveles ópticos, brújulas, distanciómetros, taquímetros, miras, plomadas, cintas métricas comparadas, etcétera.

**Tránsito.** Es un aparato equipado con un telescopio que puede ser invertido para minimizar errores en la medición, que permite medir ángulos horizontales y verticales con respecto a un punto. Además, permite realizar la colimación, medición de distancias y la localización precisa de referencias topográficas o puntos de interés. Las variaciones de temperatura y de turbulencia atmosférica (reverberación) ocasionan errores en las mediciones ópticas, más grandes entre más grandes son las distancias medidas. Actualmente existen en el mercado aparatos con diferente precisión y costo, siendo el más preciso el de medio segundo.

**Taquímetro.** Es un tránsito electrónico equipado con un distanciómetro incorporado que permite mediciones muy precisas y con gran rapidez, además de que permite almacenar en medio magnético los resultados de las mediciones y cuenta con una interfaz para conectarse directamente a un equipo de cómputo, acelerando el proceso de captura y proceso de datos, minimizando los errores. Permite mediciones de triangulación y de trilateración.

**Un nivel óptico.** Es un instrumento esencialmente altimétrico y se puede definir como un aparato en el que las visuales que por él se dirijan estando *estacionado*, son obligatoriamente horizontales, por lo que al colocar dos miras verticales en dos puntos cuyo desnivel se pretende determinar, este desnivel estará dado simplemente por la diferencia de lecturas. La máxima precisión que puede llegar a alcanzarse en una nivelación de recorrido corto y factores controlados, es de 0.1 milímetros.

**Bancos de nivel.** Todas las mediciones de asentamientos o hundimientos deben referirse a un banco de nivel y todas las mediciones de movimientos horizontales, a una base de centrado fija (figuras 16.14 y 16.15). El banco de nivel propiamente dicho puede ser superficial o profundo, dependiendo de la estratigrafía del terreno, ya que todo banco de nivel debe estar cimentado en roca sana y fuera de la zona de influencia de los movimientos, con el fin de obtener valores absolutos de los asentamientos. Todos los bancos de nivel de una obra deben ligarse entre sí con poligonales para verificar periódicamente su cota y detectar oportunamente cualquier cambio en su valor.

**Bases de centrado para planimetría.** Las bases de centrado especificadas en el *Proyecto de instrumentación* se construirán en los sitios que sean más convenientes

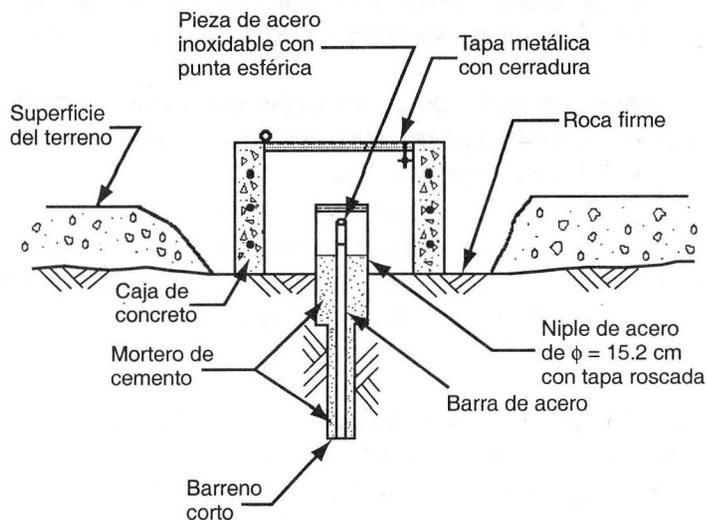


Figura 16.14 Esquema de un banco de nivel superficial.

tanto desde el punto de vista topográfico, como por las características geológicas del terreno (figura 16.16). Una vez determinados los sitios de instalación, se hará el despalme y excavación que sean necesarios para desplantar cada base, así como los trabajos de barrenación para anclarla o empotrarla firmemente.

No debe perderse de vista que el objetivo de las bases de centrado es permitir la medición de referencias topográficas para planimetría que se instalen en puntos de interés, y las mediciones son relativas a la posición de las bases, por lo que las mediciones de desplazamientos están referenciadas a la ubicación precisa de las bases en un sistema de coordenadas local.

La medición consiste en determinar las coordenadas de las bases de centrado y sus eventuales cambios con el tiempo, para lo cual se preferirá el método de trilateración de primer orden, mediante la utilización de teodolitos de un segundo equipados con distanciómetro electrónico, con una precisión de un milímetro más una parte por millón, o mejor, desde referencias de coordenadas conocidas cercanas a la zona instrumentada. En caso de que no se cuente con esos puntos, para la asignación inicial de coordenadas de las bases de centraje se utilizan técnicas adecuadas de posicionamiento satelital GPS, con exactitud de 10 mm, o mejor para ubicar un par de bases, a partir de las cuales se determinarán las coordenadas del resto por topografía.

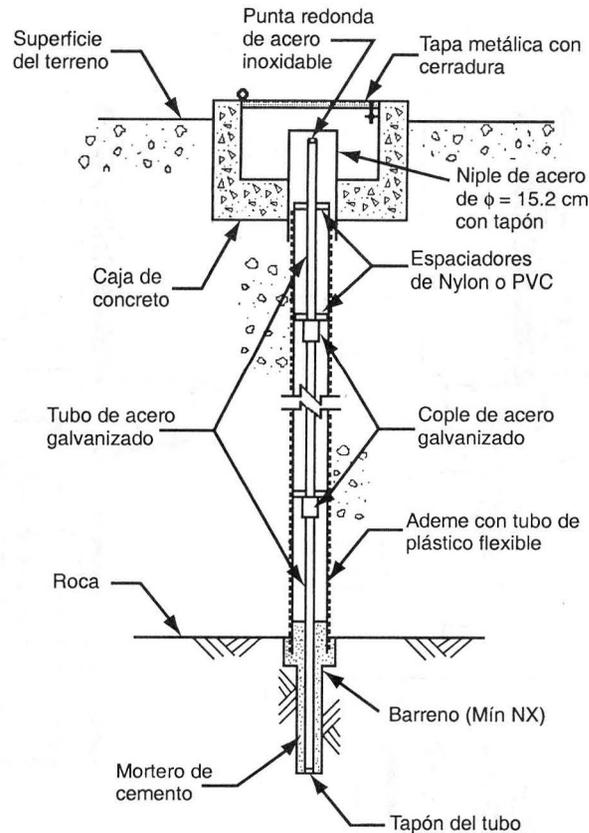


Figura 16.15 Esquema de un banco de nivel profundo.

**Referencias topográficas.** Están constituidas por monumentos superficiales construidos en el terreno o la estructura, o bien, puntos fijos en estructuras de concreto, mampostería o acero, a los que están referidas las mediciones topográficas de desplazamientos horizontales o verticales.

**Referencias topográficas para altimetría.** En los sitios especificados en el *Proyecto de instrumentación*, se construye un prisma de concreto hidráulico armado que tenga una sección de 30 x 30 cm de sección y 50 cm de alto, en los sitios definidos en el

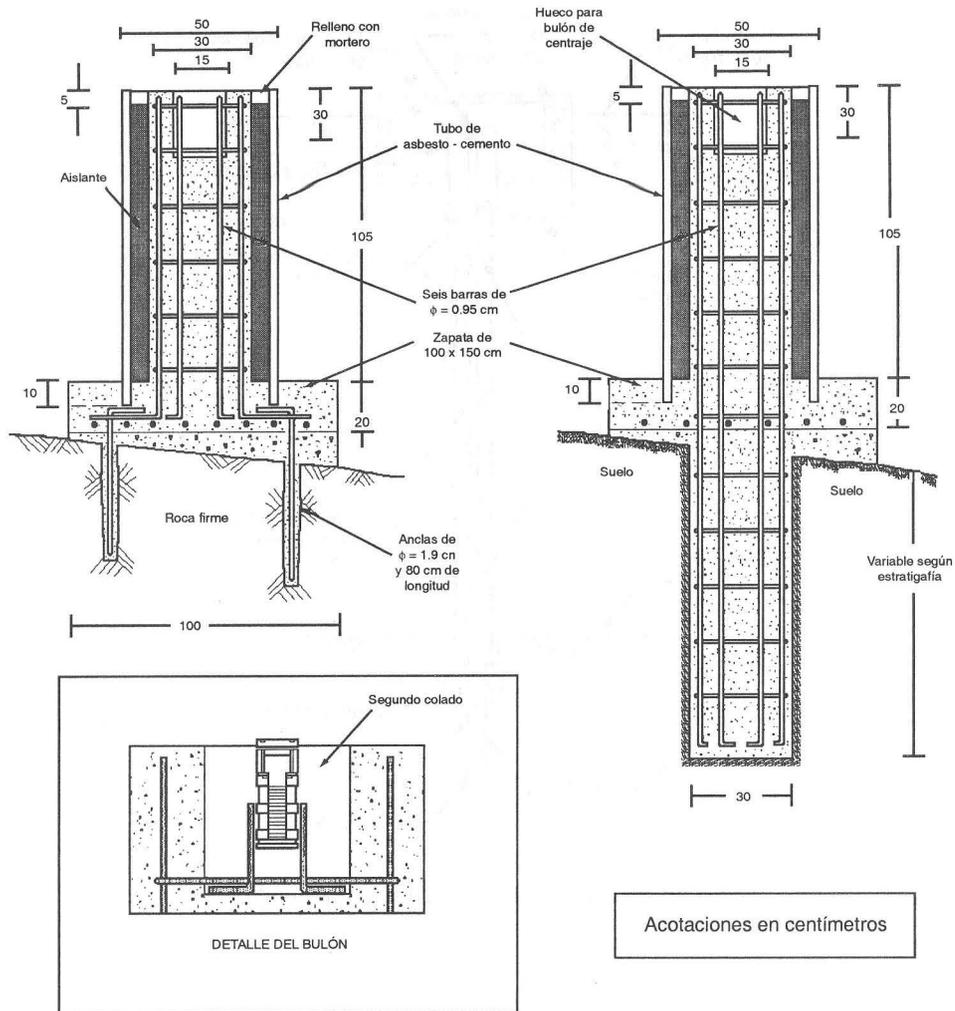


Figura 16.16 Esquema de una base de centrado para planimetría.

*Proyecto de instrumentación.* En el prisma se incluye una barra recta de acero estructural con una pieza redonda de acero inoxidable terminada en punta esférica, y su niple de protección.

El prisma se empotra 40 cm en el sitio, de manera que siga los movimientos del terreno o la estructura sin problemas de inestabilidad local. En los casos donde la granulometría sea grande, las dimensiones y empotramiento del dado será mayor, a juicio del residente de instrumentación. Para realizar la medición se quita la tapa roscada del niple de protección, para que pueda apoyarse la mira invar de nivelación directamente en la punta esférica de la barra metálica que constituye la referencia. La medición consiste en determinar la elevación de la referencia para la fecha en que se efectúe la lectura, para lo cual se hará una nivelación óptica de primer orden llevando doble registro desde el banco de nivel construido en la zona instrumentada.

**Referencias topográficas para planimetría.** Se construyen en los sitios definidos en el *Proyecto de instrumentación* y están constituidos por un prisma de concreto hidráulico armado de 40 x 40 cm de sección y 50 cm de alto, pero a diferencia de las referencias para altimetría, deberá contar con el herraje especial que asegure el centrado forzoso de los porta prismas. Las referencias para planimetría se instalan igual que las referencias para altimetría. La medición consiste en determinar la posición de la referencia topográfica en la fecha de medición, mediante dos coordenadas ortogonales en el sistema de referencia local, utilizando preferentemente el método de trilateración de primer orden a partir de las bases de centrado, colocando en la referencia topográfica un porta reflector con uno o varios prismas, según las condiciones atmosféricas, para obtener la exactitud requerida.

**Referencias topográficas combinadas.** Estas referencias son las más comunes y consisten en una referencia para planimetría en la que se adiciona la barra recta de acero estructural con la pieza redonda de acero inoxidable terminada en punta esférica, así como sus tapas y protecciones (figura 16.17). El prisma se instala igual que las otras referencias de manera que siga los movimientos del terreno sin problemas de inestabilidad local y se obtienen tanto las coordenadas por trilateración, como las elevaciones con nivelación directa, ambas de primer orden.

#### **16.4.10 Instrumentación sísmica**

En el diseño de una instrumentación para medir vibraciones se debe tener en cuenta los siguientes factores: el sistema debe ser capaz de registrar los movimientos del terreno, cubrir todo el rango de frecuencia de las vibraciones que se espera encontrar y tener un

control preciso del tiempo. Entre los instrumentos más utilizados actualmente están los geófonos, sismógrafos y acelerógrafos.

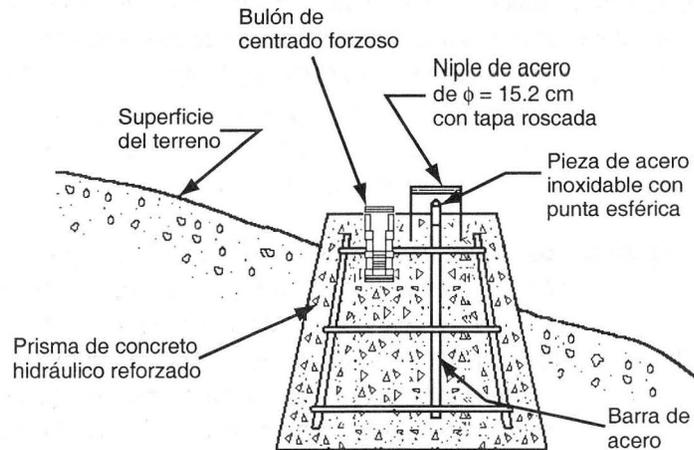


Figura 16.17 Esquema de una referencia topográfica combinada.

**Geófonos.** Se utilizan en prospecciones geofísicas (microsísmica) y, en general, para medir vibraciones producidas por el hombre (funcionamiento de maquinaria, hincado de pilotes, trabajos de demolición, uso de explosivos, excavaciones, tráfico de vehículos, etc.). Consiste en un sensor construido con un cristal piezoeléctrico montado en un cantiliver con una frecuencia natural de aproximadamente 1,000 Hz. La señal del sensor se amplifica y alimenta al sistema de registro para obtener una gráfica tiempo-aceleración y una salida para detección acústica. Con este aparato es posible registrar aceleraciones hasta de 0.0003 g aproximadamente.

**Sismógrafos.** En general, un sismógrafo es todo aparato que escribe un registro permanente y continuo de los movimientos del terreno. El registro (sismograma) se realiza con trazas sobre papel ahumado o con tinta en papel satinado. Los componentes básicos de un sismógrafo incluyen: un marco de base, de uno a tres sensores; un reloj de precisión y el sistema de registro. Los sensores usuales son sistemas de masa-resorte-amortiguador, cuyas constantes físicas (periodo natural, rango, amplificación, amortiguamiento) son conocidas para poder calibrar el aparato y calcular los movimientos

del terreno a partir del sismograma. Estos instrumentos usualmente son portátiles y alimentados por baterías. Los sismógrafos se utilizan para registrar niveles de actividad sísmica desde muy baja (microsísmicidad) hasta moderadamente alta.

**Acelerógrafos.** Para niveles altos de actividad sísmica (*strong motion*), se utilizan sismógrafos que registran la aceleración del terreno, por lo que se denominan acelerógrafos. Los sensores generalmente son del tipo balanza de fuerza y se utilizan tres, colocados en arreglo ortogonal, donde uno es vertical. El sistema de registro puede ser en cinta magnética o memoria de estado sólido. Los aparatos comunes permiten registrar movimientos sísmicos hasta de 1 g y normalmente son activados a 0.1 g. El sistema de control del tiempo puede ser un radio transmisor acoplado y sintonizado con una señal de tiempo universal (WWVB), o a un reloj electrónico de precisión interno que se ajusta cada vez que se da mantenimiento al instrumento. La fuente de alimentación consiste en baterías recargables conectadas en flotación con celdas solares. Además, el aparato debe contar con un sistema de disparo que activará el registro a un predeterminado nivel de movimiento de entrada, de manera que se tenga el instrumento completamente operacional y registrando en menos de 0.1 segundo. Aunque esté un tiempo corto, se pierde el registro del inicio del sismo, por lo que en algunos aparatos modernos ya se ha incluido la opción de «memoria de preevento», que permite registrar el acelerograma completo desde el inicio. Usualmente los acelerógrafos permiten registrar tantos eventos como dure la película, cinta magnética o capacidad de la memoria del aparato.

#### **16.4.11 Instrumentación automatizada**

El desarrollo de sistemas automatizados de instrumentación para conocer el comportamiento de obras geotécnicas es cada vez más intenso ya que constituye un medio práctico y efectivo para recolectar, transmitir, almacenar, procesar, evaluar y reportar, de manera confiable y oportuna, los resultados de las mediciones.

Actualmente existen diversos fabricantes que ofrecen transductores eléctricos que permiten amplificar y transmitir la señal del sensor ya sea a una unidad periférica de control y registro (UPCR), o a una computadora instalada como puesto central. En el primer caso, el diseño está basado en el concepto de inteligencia distribuida, de manera que se tengan rutas cortas de las señales analógicas de bajo nivel de voltaje ( $\pm 5$  Volt); las UPCR periféricas transforman las señales analógicas en digitales permitiendo su registro en memoria de estado sólido y su transmisión confiable a una computadora vía

interfaces RS-232C o RS-485. Usualmente, es posible contar con alarmas de tipo acústico y visual concentradas en un tablero de control, para advertir cuándo se superan los límites prestablecidos de las variables más importantes del sistema.

La alimentación de energía es otro de los puntos críticos de los sistemas automatizados que determinan la eficiencia de su funcionamiento, por lo que es conveniente contar con un sistema distribuido de alimentación que garantice la autonomía de los equipos. Además, deben instalarse detectores de fallas de alimentación que son monitoreados desde un cuarto de control.

Otra consideración es la protección de los sensores y equipos contra sobrevoltajes y transitorios que pueden tener diversos orígenes, como rayos e interrupciones de suministro de energía.

Entre las ventajas de las mediciones automatizadas pueden citarse:

- Facilidad de realizar las mediciones:
  - en sitios de difícil acceso o potencialmente inestables
  - en situaciones particulares (vacío rápido, sismo, etc.)
  - es posible ordenar la medición desde un lugar remoto
- Adaptación de la frecuencia preestablecida de medición:
  - según las políticas de auscultación
  - según la velocidad de evolución de los fenómenos
- Mejora de la calidad de las mediciones:
  - por la rapidez de realización de las mediciones
  - por la selección del mejor momento para realizarlas
  - por la eliminación de errores de lectura y captura
  - permite la confirmación rápida de una medición anormal
  - permite medir repetidamente un sensor aislado
- Drástica disminución del retardo de la disposición de los resultados de las mediciones para su análisis.
- Mejora global de la vigilancia de las obras.
- Inspecciones visuales más minuciosas y dirigidas.
- Revalorización del trabajo (eliminación de operaciones fastidiosas y consumidoras de tiempo).

Entre los inconvenientes y riesgos podemos citar los siguientes:

- Peligro de eliminar los recorridos de inspección.
- Falla de sensores o dispositivos en medio ambiente hostil.

- Riesgo de contar con superabundancia de datos.
- Necesidad de personal mejor capacitado.

En conclusión, puede decirse que la automatización de las mediciones permite un avance muy significativo en las tareas de toma de lecturas y proceso de datos, mejorando tanto la confiabilidad como la oportunidad de las mediciones, pero siempre debe contarse con el complemento de información que proporcionan los recorridos de inspección periódicos, pero los sistemas de auscultación automatizados deben conservar elementos que obliguen a realizar recorridos periódicos de inspección.

## 16.5 Conclusiones

En este capítulo se han presentado los aspectos más relevantes de la instrumentación geotécnica y su aplicación a presas de materiales térreos.

Los requisitos fundamentales de la instrumentación es que los datos obtenidos deben ser *adecuados y confiables*, y su análisis *oportuno*.

La metodología propuesta tiene como objetivo fundamental conocer el comportamiento de las estructuras para evaluar su seguridad. La instrumentación también permite verificar hipótesis y criterios de diseño y, en general, mejorar el estado del conocimiento.

Son numerosos los problemas aún no resueltos cabalmente: confiabilidad de algunos instrumentos de medición, procedimientos de colocación, leyes constitutivas de los materiales compactados; efecto de los procesos constructivos en las propiedades de los materiales, plastificación del núcleo en presas de tierra, etc. Sin embargo, la instrumentación geotécnica ha demostrado su gran utilidad al permitir conocer fenómenos tales como la interacción entre materiales y laderas, la respuesta ante cargas dinámicas, el agrietamiento interno, la evolución del estado de esfuerzos y deformaciones, y otros fenómenos que afectan el comportamiento y seguridad de las estructuras.

Las investigaciones por desarrollar tanto en el campo experimental como teórico son innumerables, y el análisis del comportamiento de las presas ya construidas o en proceso de construcción ha sido y seguirá siendo fuente de inspiración para sugerir campos de investigación, impulsar diseños más seguros y resolver deficiencias pasadas. Aquí es donde la instrumentación geotécnica continuará siendo una herramienta de gran utilidad.

## Bibliografía

ASTM (1965). *Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics*, Pub. No. 65-28198, American Society of Testing for Materials. Baltimore, USA.

CFE (1983). "Instrumentación en suelos." *Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia, B.2.5.*, Comisión Federal de Electricidad. México.

Dunnicliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, John Wiley & Sons, New York, USA.

González-Valencia, F. (1996). "Diseño, instrumentación y seguridad de presas", *XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Morelia Michoacán, noviembre, México.

González-Valencia, F. y Mena-Sandoval, E. (1997). "Aguamilpa Dam Behavior", *1997 USCOLD Annual Meeting and Conference*, USCOLD, San Diego, USA.

Hanna, T. H. (1985). *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*, Trans Tech Publications, Federal Republic of Germany.

ICOLD (1989). *Monitoring of Dams and Their Foundations*, Bulletin 68, International Commission on Large Dams, Paris, France.

Jansen, R. B. (1983). *Dams and Public Safety*. Water Resources Technical Publication, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, USA.

Kissam, P. (1979). *Surveying for Civil Engineers*, McGraw-Hill, New York, USA.

Peck, R. B. (1969). "Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics", *Géotechnique*, 19(2), 171-187.

Penman, A.D.M. (Technical Editor) (1973) *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*, Butterworths, England.

SRH, CFE y UNAM (1976). "Comportamiento de presas construidas en México", Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

US. Department of the Interior (1983). *Safety Evaluation of Existing Dams*, Bureau of Reclamation, USA.

Varios autores (1985). "Comportamiento de presas construidas en México", *Vol 2 (1974-1984)*, Contribución al XV Congreso Internacional de Grandes Presas, CFE, México.

## Terminología

**Altura de cortina:** máxima distancia vertical desde el lecho natural del río (aguas arriba o aguas abajo, la que resulte mayor) hasta el nivel de la corona de la cortina.

**Boquilla o sitio:** lugar escogido para construir la cortina.

**Bordo libre:** distancia vertical entre el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y el nivel de la corona de la cortina.

**Corazón impermeable:** llamado también núcleo de tierra, es el elemento de la cortina que cierra el valle al paso del agua contenida en el vaso.

**Corona o cresta:** es la superficie superior de la cortina que, en ciertos casos, puede alojar un camino o una vía de ferrocarril; generalmente es parte de la protección de una presa y sirve de acceso a otras estructuras de la presa.

**Cortina:** estructura que se coloca obstruyendo el flujo del agua en el lecho de un río, con objeto de formar un almacenamiento, una derivación, o un depósito de agua.

**Embalse:** volumen de agua almacenado en el vaso.

**Obra de excedencias:** conjunto de estructuras cuya función es desalojar los volúmenes de agua que exceden la capacidad correspondiente al NAMO (nivel máximo que puede alcanzar el agua en el vaso en condiciones normales de operación), de acuerdo con las políticas de operación normal; pueden ser libres o controladas.

**Obra de desvío:** conjunto de estructuras que tienen por objeto derivar el escurrimiento del río, para dejar seco el sitio donde se construye la cortina y las obras auxiliares de la presa.

**Obra de toma:** conjunto de estructuras a través de las cuales se extrae el agua en forma controlada para su aprovechamiento.

**Presa:** conjunto de estructuras destinadas al almacenamiento, control o derivación del agua. Su cortina forma una barrera artificial que afecta el régimen hidráulico o hidrológico de los cauces o vasos.

**Respaldos permeables:** masas granulares que integran, junto con el corazón impermeable, la sección de la cortina.

**Talud:** cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la cortina o con el medio ambiente. Generalmente se mide por la relación de longitudes entre el cateto horizontal y el vertical.

**Vaciado rápido:** operación que se realiza cuando el nivel del agua en el embalse desciende a razón de 20 cm por día o más rápido.

**Vaso:** espacio donde queda almacenada el agua al interponerse la cortina de la presa a la corriente.

El libro *Geotecnia en ingeniería de presas* se terminó de imprimir el mes de noviembre de 2001 en los talleres de Carlos Alvarado Bremer-Impresión y Diseño, Av. Río Churubusco 2005, Col. El Rodeo, Delegación Iztacalco, 08510, México, DF. La edición consta de quinientos ejemplares.

## Editores

Raúl Flores Berrones  
Vangel Hristov Vassilev  
Xiangyue Li Liu

### Los temas tratados y sus autores son:

Geotecnia y presas	Raúl Flores Berrones
Consideraciones básicas	Vangel Hristov Vassilev
Sismicidad	Javier Avilés López
Hidrología para presas	Roberto Mejía Zermeño
Impacto ambiental	Raúl Flores Berrones
Principios de geología aplicada	Sergio Raúl Herrera Castañeda
Estudios geológicos y geotécnicos	Sergio Raúl Herrera Castañeda
Propiedades de rocas	Sergio Raúl Herrera Castañeda
Propiedades de suelos	Sergio Raúl Herrera Castañeda
Tratamiento de la cimentación	Sergio Raúl Herrera Castañeda
Materiales de tierra y enrocamiento	Xiangyue Li Liu
Control de flujo de agua	Raúl Flores Berrones
Estabilidad de taludes	Xiangyue Li Liu
Análisis de esfuerzo y deformación	Xiangyue Li Liu
Análisis sísmico	Xiangyue Li Liu
Instrumentación de presas de materiales térreos	José Francisco González Valencia